



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

TUOMAS LEHTONEN
FEM-LASKENTAOHJELMIEN SOVELTUVUUS
BETONIRAKENTEIDEN MITOITUKSEEN
Diplomityö

Tarkastajat: professori Ralf Lindberg
ja M.Sc. Kevin De Bleser
Tarkastajat ja aihe hyväksytty
Tuotantotalouden ja rakentamisen
tiedekunnan tiedekuntaneuvoston
kokouksessa 6. maaliskuuta 2013

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

LEHTONEN, TUOMAS: FEM-laskentaohjelmien soveltuvuus betonirakenteiden mitoitukseen

Diplomityö, 77 sivua, 91 liitesivua

Huhtikuu 2013

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastajat: professori Ralf Lindberg ja M.Sc. Kevin De Bleser

Avainsanat: FEM, betoni, teräsbetonirakenteet, raudoituksen mitoitus

Betonirakenteiden mitoitus tehdään tällä hetkellä pääasiassa käsinlaskentana ja erinäisillä mitoituspohjilla Excelillä tai Mathcadilla. Eurokoodien käyttöönotto Suomessa pakottaa suunnittelijat opettelemaan uuden normin. Koodin hallitsemisen apuna on useita mitoitus- ja analyysiohjelmia, joita tässä työssä tarkastellaan kolmen suhteellisen yksinkertaisen betonirakenteen mitoituksen kannalta. Tarkoituksena on selvittää miten hyvin ohjelmat rakenteet mitoittavat.

Työ jakaantuu kahteen osaan: ensin tarkastellaan Eurokoodeja erityisesti betonirakenteiden osalta ja tämän jälkeen esitetään käsinlaskennalla saadut vertailutulokset ja verrataan niitä ohjelmien antamiin tuloksiin. Lopuksi ohjelmien tulokset kootaan taulukkoon, jossa havainnollistetaan tulosten oikeellisuus vertailuarvoihin.

Tutkimus osoittaa, että ohjelmien käyttöliittymissä on huomattavia eroja, mikä luonnollisesti vaikuttaa käyttäjäkokemukseen. Erot ohjelmien antamissa tuloksissa riippuvat tarkasteltavasta rakenteesta ja yhteenvetona voidaan todeta, että mikään niistä ei ole virheetön – jonkin osa-alueen oikeellisuus ei takaa onnistumista myös muilla alueilla. Laadittujen taulukoiden ja kuvaajien perusteella nähdään, että yksinkertaisesti tulosten oikeellisuuden perusteella tutkituista ohjelmista parhaiten suoriutuu Scia Engineer. Osassa ohjelmista ei kaikkia normin mukaisia tarkasteluja voi edes tehdä, ja lisäksi Eurokoodi sisältää ohjeita ja sääntöjä, jotka ovat tulkinnanvaraisia. Myös ohjelmien tulokset ovat tulkinnanvaraisia, eikä niitä voi verrata suoraan numeroarvojen perusteella.

On syytä muistaa, että koska kyseessä on näiden ohjelmien tutkimuksenhetkiset versiot, kehitystä tulee tapahtumaan ja lisää toimintoja implementoidaan ja vanhoja parannellaan - tietokoneohjelmien vertailu on aina senhetkistä. Tästä johtuen valittaessa ohjelmistoja suunnittelutoimistoon tulee arvioida millaiseksi kyseiset ohjelmat ovat kehityksessä lähitulevaisuudessa. Tämä voidaan osittain päätellä ohjelmien nykytilanteesta ja rakenteesta.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

LEHTONEN, TUOMAS: Applicability of FEM Structural Analysis and Design

Software to Structural Engineering of Reinforced Concrete Structures

Master of Science Thesis, 77 pages, 91 Appendix pages

April 2013

Major: Civil Engineering

Examiners: Professor Ralf Lindberg & Kevin De Bleser, M.Sc. (Tech.)

Keywords: FEM, concrete, reinforced concrete structures, reinforcement design

At the moment design of concrete structures is being carried out by either using calculations done by hand or by specific Mathcad or Excel design templates and spreadsheets. The implementation of Eurocodes in Finland is forcing structural engineers to learn the new design standards. There is a variety of commercial computer software which can be used to analyze reinforced concrete structures and thus help designers to learn the Eurocodes. In this thesis three fairly simple concrete structures are analyzed and designed according to the Eurocodes in order to find out how well they perform.

The thesis is divided into two sections: first some theoretical background is presented concerning the Eurocodes and reinforced concrete structures and then the hand-made calculations are represented and compared to the results given by the examined software. The goal is to find out how properly the programs design the three structures.

According to the results acquired during this study there are considerable differences in the user interface of the programs. Differences in the calculation results depend on the examined structure and in conclusion it can be said that none of them is flawless – performing well in some area doesn't necessarily assure success in other areas too. According to the established tables and figures of results it can be seen that by simply considering numerical results Scia Engineer comes out on top. With some programs all the aspects of the Eurocodes can't even be analyzed and in addition the Eurocodes involve guidelines and regulations that are open to interpretations. Also the results of the programs are open to interpretations and cannot be compared directly by numerical values.

It is important to keep in mind that because the software versions of the programs examined are current, there will be development and improvements as new features are being added and the old ones are being improved – examining computer programs is always prevailing. Thus, when making decisions of purchasing software into engineering offices one should always assess the future state of the program and how likely they are to develop. This can be concluded partially from the state of the present software.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:lle. Työn tarkoituksena oli selvittää, miten hyvin viisi kaupallista betonirakenteiden mitoitus- ja analyysiohjelmaa mitoittavat betonirakenteita Eurokoodin mukaisesti vertaillen niiden antamia tuloksia käsinlaskennalla saataviin vertailuarvoihin.

Työn tarkastajina ja ohjaajina toimivat professori Ralf Lindberg Tampereen teknillisestä yliopistosta sekä M.Sc. Kevin De Bleser Pöyry Finland Oy:stä. Kiitän ohjaajiani mahdollisuudesta tehdä tämä tutkimus sekä heidän avustaan koko projektin aikana.

Erityiskiitokset haluan osoittaa vanhemmilleni, jotka ovat mahdollistaneet olemassaoloni, sekä veljilleni ja avopuolisolleni Maijalle järkkymättömästä tuesta ja ihailtavasta kärsivällisyydestä.

Hehkulampun keksijän aina ajankohtaiset sanat ovat innoittaneet tämän työn tekijää kautta opintojensa ja niiden soveltuvuus tähänkin työhön on ilmeinen: ei pidä taantua vanhoihin tapoihin ja menetelmiin – on etsittävä parempaa keinoa. Ja kun se parempi keino on löytynyt, on jatkettava etsintää.

”There’s a way to do it better – find it.”

Thomas Edison

Tampereella 14. huhtikuuta 2013

Tuomas Lehtonen

SISÄLLYS

1	Johdanto	1
2	Teoria tutkimuksen taustalla	2
	2.1 FEM-analyysin historiaa	2
	2.2 Elementtiverkko	2
	2.3 Eurokoodit	6
3	Työn toteutus	8
	3.1 Rajaukset	8
	3.2 Jännitysten rajoittaminen	11
4	Tarkasteltavat rakenteet	13
	4.1 Palkki	13
	4.2 Pilari	15
	4.3 Laatta	17
	4.4 Betonipeitevaatimukset	18
5	Tarkasteltavat ohjelmat	21
	5.1 Ohjelmaversiot	21
	5.2 Ominaisuudet	21
	5.2.1 Kuormayhdistelyt	22
	5.2.2 Palkki	22
	5.2.3 Pilari	24
	5.2.4 Ominaisuuslista	26
6	Tulokset	29
	6.1 Palkki	29
	6.1.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet	29
	6.1.2 Raudoitus	33
	6.2 Pilari	39
	6.2.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet	39
	6.2.2 Raudoitus	43
	6.3 Laatta	48
	6.3.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet	48
	6.3.2 Raudoitus	49
	6.4 Yhteenveto taulukoista	56
	6.5 Käyttökokemukset	57
	6.5.1 RFEM	57
	6.5.2 Robot	60
	6.5.3 SCIA	60
	6.5.4 Sofistik	62
	6.5.5 Staad	64
	6.5.6 Käyttäjätuki	64
	6.6 Betonimitoitushjelmien käytön filosofiaa	65
7	Johtopäätös ja kehitysehdotukset	67

7.1 Tulevat ohjelmaversiot.....	68
7.2 Kehitysehdotukset ja yleiset puutteet.....	68
7.3 Jatkotutkimusehdotukset	69
Lähteet.....	70

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Eurokoodi	Eurooppalainen kantavien rakenteiden suunnittelustandardi (Eurocode).
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method).
Käyttöliittymä	Rajapinta käyttäjän ja tietokoneohjelman välillä, eli tapa käyttää tietokonetta/ohjelmistoa (User Interface).
Mitoituspohja	Rakenteiden mitoitukseen laadittu ja lähtöarvojen perusteella tietyn tuloksen laskemiseen ohjelmoitu tietokoneohjelma, joka määritelmänsä mukaan ei ole itsenäinen ohjelma, vaan esimerkiksi taulukkolaskentaohjelman toiminnoilla rakennettu yksittäinen laskentaohjelma.
BIM	Rakennuksen tietomalli (Building Information Model)

1 JOHDANTO

Betonirakenteiden mitoitus FEM-ohjelmilla on yleisen kokemuksen mukaan alkeellisella tasolla Pöyryllä – kuten muissakin insinööritoimistoissa Suomessa. Tietotekniikka ja laskentateho itsessään eivät aseta rajoitteita mitoitukselle vaan ohjelmien työkalujen puutteellisuus ja suunnittelijoiden asenne. Vanhoilliseen ja turvalliseen tapaan asiat tehdään, kuten ne on tehty ennenkin. Tästä vanhanaikaisesta ajatusmallista on kuitenkin syytä pyrkiä eroon, mikäli on perusteltavissa ottaa käyttöön tehokkaampia menetelmiä.

Eurokoodien pakollinen käyttöönotto kesällä 2013 Suomessa pakottaa suunnittelijat opettelemaan uuden normin, mikäli he ovat tottuneet käyttämään esimerkiksi Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisia ohjeita. Uudet suunnittelustandardit pikemminkin laajentavat kuin monimutkaistavat kantavien rakenteiden suunnittelua. Rajatiloja ja vaatimuksia on selvästi enemmän kuin vanhassa normissa, mistä kertoo jo yksinkertaisesti Eurokoodien moninkertainen sivumäärä suhteessa edeltäjäänsä.

Hyvän rakennesuunnittelukäytännön mukaisesti monimutkaisetkin tarkastelut on aina pystyttävä palauttamaan yksinkertaisiin tarkasteluihin. Kuitenkin tilanteessa, jossa syystä tai toisesta – usein materiaalimenekin pienentämiseksi – halutaan hieroa rakenteista kaikki ylimääräinen varmuus pois ja optimoida, saatetaan joutua monimutkaisiin tarkasteluihin. Yhteisvaikutus eri voimasuureiden ja rasisusten vaikuttaessa voi muodostua kriittiseksi ja tätä on usein hankala hallita redusoidulla optimointiongelmalla. Näin ollen tietokoneavusteinen mitoitus on ajoittain hyvin perusteltua.

Tämän työn tarkoituksena on selvittää miten hyvin markkinoilla olevat FEM-ohjelmat mitoittavat betonirakenteita Eurokoodin mukaisesti. Pöyryltä puuttuu yhteen julkaisuun koottu tieto eri ohjelmien vahvuuksista ja heikkouksista sekä laskennan oikeellisuudesta. Tämä tutkimus kokoaa kyseisen tiedon helppolukuisiin taulukoihin ja tiivistää sanallisesti taulukoiden sanoman.

Tutkimuksessa tarkastellaan kolmea kuvitteellista betonirakennetta, lasketaan käsin norminmukaiset oikeat mitoitus tulokset sekä verrataan näin saatuja arvoja FEM-ohjelmien antamiin tuloksiin. Ohjelmien antamia tuloksia voi tarkastella objektiivisesti, mutta käyttökokemuksen ja –liittymän analysointi on väkisinkin subjektiivista – jokainen käyttäjä arvottaa eri osa-alueita eri tavalla, eikä absoluuttisia totuuksia ole.

2 TEORIA TUTKIMUKSEN TAUSTALLA

2.1 FEM-analyysin historiaa

Aiemmin FEM-ohjelmat laskivat voimasuureet ja mitoitus tehtiin erikseen voimasuureiden perusteella käyttäen joko käsinlaskentaa tai erilaisia mitoituspohjia. Nykyään pyritään tuottamaan sekä voimasuureet että ratkaisu suoraan ohjelmasta.

Erona esimerkiksi teräsrakenteisiin betoni on heterogeeninen materiaali, josta seuraa haasteita mitoitusohjelmien suunnittelulle. Esimerkiksi taipumat ovat teräksestä poiketen laskentatilassa todellisuudesta poikkeavat, koska ohjelmat eivät tässä vaiheessa ota kantaa betoniterästen määrään ja sijoitteluun, joka vaikuttaa suoraan rakenteen taivutusjäykkyyteen, puhumattakaan viruman ja halkeilun vaikutuksista. Tästä syystä useimmat analyysi- ja mitoitusohjelmat siirtävät FEM-tilassa lasketut suureet omiin mitoitusmoduuleihinsa, joissa varsinainen mitoitus suoritetaan valitun normin mukaisesti.

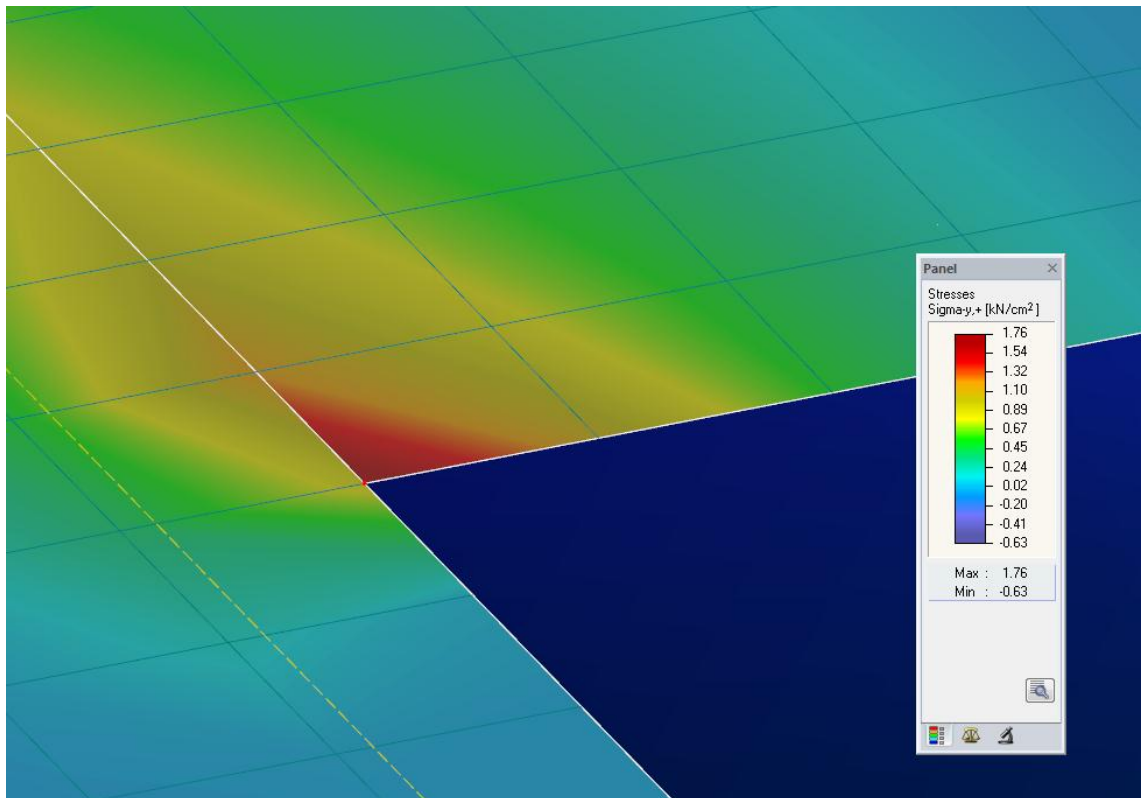
Betonimitoituksen haaste on yksinkertaistetusti se, miten siirtää elementtimenetelmällä lasketut voimasuureet mitoitusmoduuleihin ja tuottaa oikea tulos. Voimasuureiden laskentaan kaikki tässäkin työssä tarkastellut ohjelmat ovat riittävän tarkkoja, koska siihen sisältyvät toimenpiteet ovat matemaattisesti varsin yksinkertaisia. Betonimitoitus sisältää kymmeniä parametreja, joilla on vaihteleva merkitys lopputulokseen, ja jotka usein liittyvät toisiinsa. Esimerkiksi betonin suurin sallittu raekoko vaikuttaa suojabetonipeitteen paksuuteen, mikä taas vaikuttaa raudoituksen sijaintiin poikkileikkauksessa, mikä vaikuttaa teholliseen korkeuteen, mikä taas vaikuttaa sisäiseen momenttivarteeseen ja sitä kautta taivutusmomenttikapasiteettiin. Tämä on vain yksi esimerkki siitä, miten laskentaparametrit vaikuttavat moneen asiaan kerralla ja lopulta haluttuun lopputulokseen. Kaikkein näiden parametrien huomioon ottaminen vaikeutuu entisestään siksi, että Eurokoodi on osittain tulkinnanvarainen – absoluuttisia totuuksia oikeista parametreista ei ole. Tällaisen päätösvallan siirtäminen luotettavasti tietokoneohjelmalle on haaste, kun rakennesuunnittelija/käyttäjä itsekään ei voi olla täysin varma käytettävistä parametreista ja seikoista, jotka niiden valintaa ohjaavat.

2.2 Elementtiverkko

Elementtimenetelmässä tarkasteltavat rakenteet jaetaan osiin tietyin välein. Näin muodostuu elementtiverkko (*FE mesh*), jonka silmäkoko on käyttäjän valittavissa ja muokattavissa. Silmäkoko tarkoittaa yksittäisen sauvaelementin pituutta tai kuorielementin sivumittaa. Elementit liittyvät toisiinsa solmupisteissä. Yksittäisten elementtien jäykkyydet yhdistetään koko rakenteen jäykkyydsmatriisiin, joka ratkaistaan kääntämällä se matriisilaskennan keinoin. Ratkaistava yhtälö, tai tarkemmin ottaen ratkaistava yhtälö-

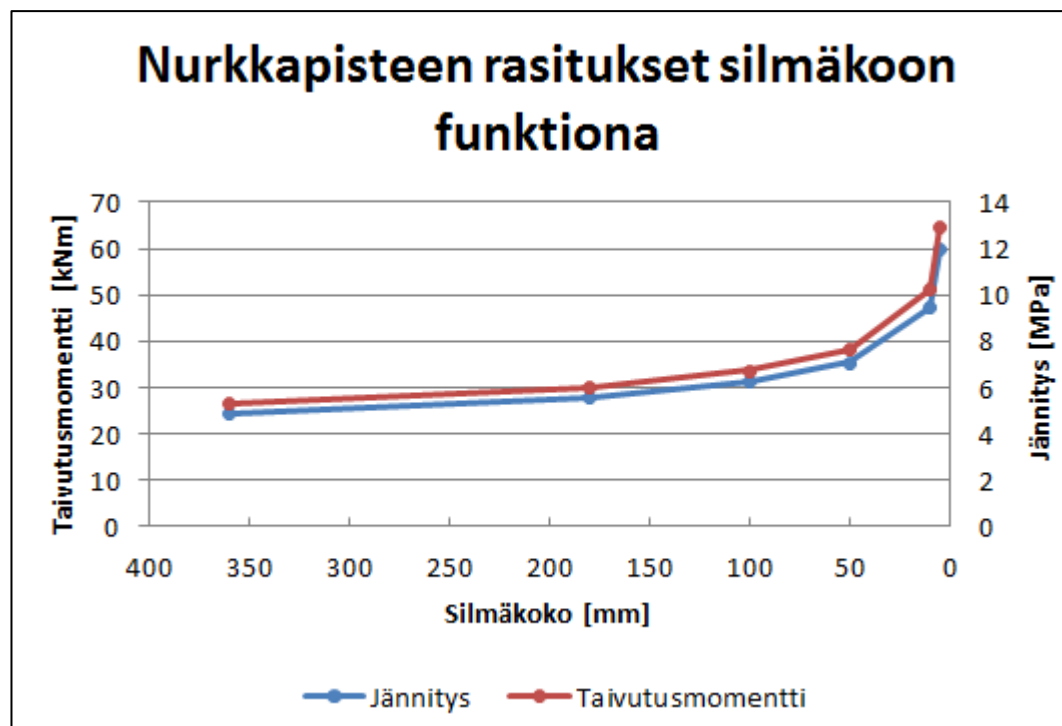
ryhmä, koostuu elementtien jäykkyyksistä, siirtymistä ja ulkoisista voimista. Kääntämällä matriisi saadaan ratkaistua elementtien siirtymät, kun tiedetään ulkoiset voimat. Verkkotuksessa voidaan käyttää erilaisia muotoja, kuten neliöitä ja kolmioita. Sopivan verkkokoon valintaan ei ole yksiselitteistä ratkaisua tai aina käytettävää verkon kokoa, vaan asia tulee tarkastella tapauskohtaisesti. Mitä tiheämpi verkko, sitä tarkempia tuloksia saadaan yleisesti ottaen. Asia on kuitenkin käytännössä monimutkaisempi, koska liian tiheä verkko tarpeettomasti hidastaa laskentaa tietokoneiden rajallisen kapasiteetin vuoksi lisäämättä tulosten tarkkuutta merkittävästi, kun taas liian harva verkko antaa epätarkkoja tuloksia. Elementtikoon puolittaminen johtaa solmujen ja vapausasteiden kaksinkertaistumiseen sauvaelementtien osalta tai nelinkertaistumiseen kuorielementtien osalta ja samassa suhteessa jäykkyyismatriisin koon kasvamiseen. Laskenta-aika matriisin kääntämiseen kasvaa likimäärin sen koon, eli rivien lukumäärän, toisen potenssin mukaan. Näin ollen elementtikoon alaraja laskentakapasiteettiin nähden tulee väistämättä vastaan eksponentiaalisen kasvun vuoksi. Nyrkkisääntönä elementtikokoon on esitetty, että jatkuvilla kuorielementeillä elementtiverkotus koostuisi kahdeksasta kymmeneen elementtiin tukivälillä eli kentän pituudella [1, s.257].

Infinitesimaalisen kapeiden tai pistemäisten osien ja kuorielementtien yhtymäkohdassa, saattaa muodostua singulariteettipiste. Kuvassa 2.1 on esitetty esimerkinomaisesti kuorielementtien singulariteettivirhe sisänurkkapisteessä. Mallinnustavasta johtuen nurkkaan kehittyy muuta aluetta merkittävästi suurempi jännitystila, joka ei vastaa todellisuutta vaan kasvaa rajatta elementtiverkon tihentyessä.



Kuva 2.1: Singulariteettivirhe kuorielementtien nurkkapisteessä (RFEM)

Nurkkapisteen singulariteettiongelma on osoitettu kuvassa 2.2. Nurkkapisteenä on käytetty aiemmin mainitun nurkan solmupistettä, jonka rasitukset on laskettu myöhemmin esitettävällä RFEM-ohjelmalla. Rasituksina on käytetty kyseisen solmupisteen kohdalla betonilaatan taivutusmomenttia sekä yläpinnan jännitystä laatan omasta painosta. Taivutusmomentin suunta on valittu kenttien 4 ja 5, jotka on määritelty myöhemmin tarkasteltavien rakenteiden yhteydessä, välisen tukilinjan suuntaisen akselin ympäri, ja yläpinnan jännitys on valittu tätä taivutusmomenttia vastaavaan suuntaan. Näin ollen esitetty taivutusmomentti ja yläpinnan jännitys ovat suoraan verrannollisia keskenään. Elementtiverkon silmäkoon arvoina on käytetty 360, 180, 100, 50 ja 10 millimetriä. Tämän singulariteettiongelman todistamisen kannalta ei ole merkitystä sillä, mitkä rasitukset ja mihin suuntaan tarkasteltuina on valittu, vaan pääasia on tarkastella rasituksia mahdollisimman lähellä ongelmapistettä. Singulariteettivirheen määritelmänä on, että rasitukset kyseissä pisteessä kasvavat rajatta elementtiverkon silmäkoon pienenessä. Havainnollisuuden vuoksi on tarkasteluun valittu kaksi eri rasitusta. Näin on osoitettu, että ensiksikin rasituksen tyypistä riippumatta virhe on ilmeinen ja todellinen, ja toiseksi taivutusmomentti saattaa olla rakennesuunnittelijalle havainnollisempi arvo virheen merkityksen ymmärtämisen kannalta.

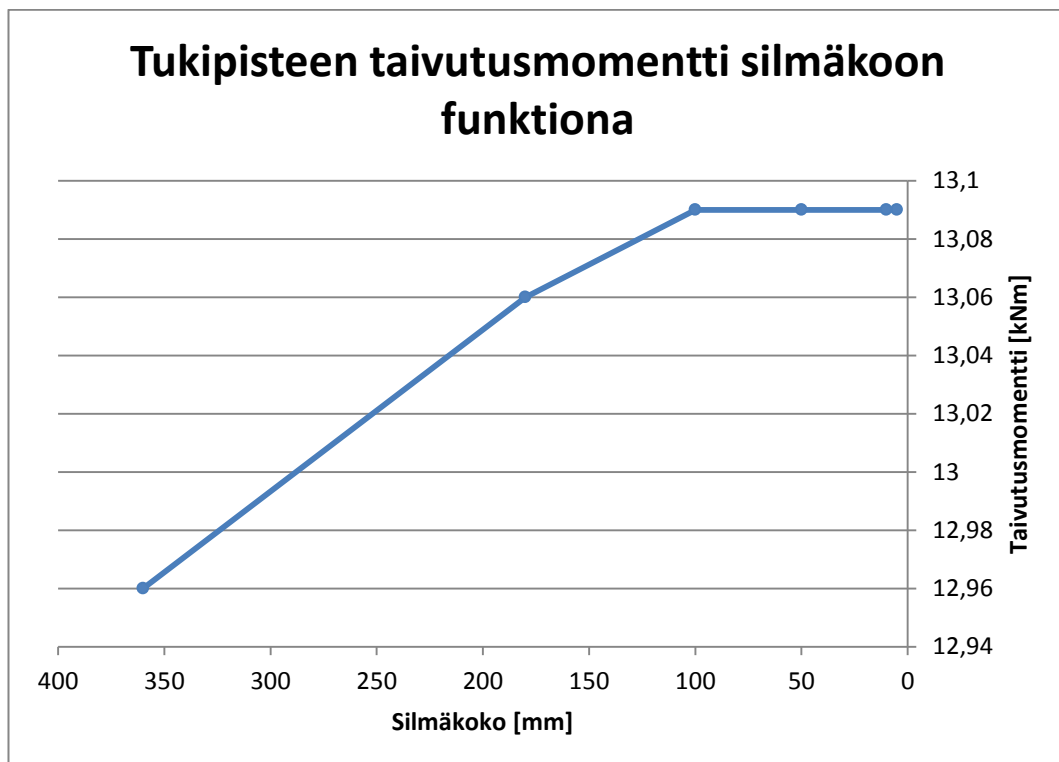


Kuva 2.2: Nurkkapisteen rasitukset silmäkoon funktiona (RFEM)

Kuvasta havaitaan, että rasitukset kasvavat kohti ääretöntä silmäkoon pienenessä. Näin ollen ei voida sanoa, mikä arvo vastaa todellisuutta parhaiten, koska tulos ei supene kohti jotakin tiettyä arvoa. Kyseisten rasitusten perusteella ei rakennetta voida mitoittoa, vaan rakennesuunnittelijan on tiedostettava ja ymmärrettävä tämä ongelma sekä valittava rasitusta todenmukaisemmin kuvaava arvo. Tällainen ”oikeampi” arvo saattaa löytyä suhteellisen lyhyenkin etäisyyden päästä ongelmapistestä. Tärkeintä ei ole, mitä

arvoa mitoituksessa lopulta käytetään, vaan sen asian sisäistäminen, että singulariteettipisteen tulokset ovat vääriä, eikä niitä pidä käyttää.

Kaikissa rakenteen solmupisteissä, joissa tällaista ongelmaa ei ole, silmäkoon tihtäminen kohti nollaa johtaa rasiusten suppenemiseen kohti tiettyä arvoa. Kuvan 2.2 tarkasteltuna elementtiverkon silmäkoon arvoina on käytetty 360, 180, 100, 50 ja 10 millimetriä. Esimerkkinä tällaisesta niin sanotusta virheettömästä tapauksesta on kuvassa osoitettu saman tarkastellun laatan kenttien 1 ja 4 välisen tukilinjan keskipisteessä taivutusmomentin suhde elementtiverkon silmäkoko. Valitut silmäkoot ovat samat kuin aikaisemmassa nurkkapisteen tarkastelussa.

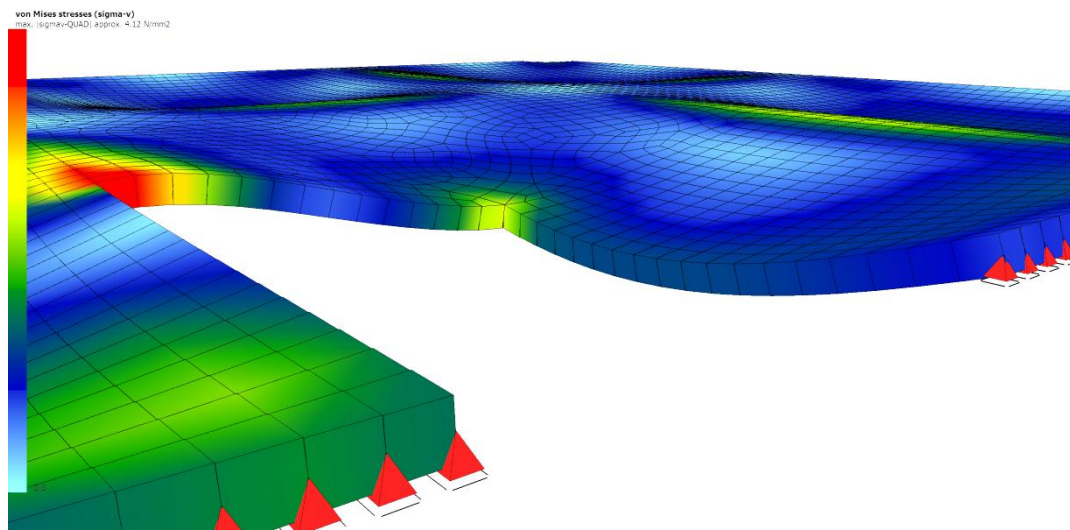


Kuva 2.3: Tukipisteen taivutusmomentti silmäkoon funktiona (RFEM)

Kuvasta havaitaan, että taivutusmomentti ei kasva kohti ääretöntä silmäkoon pienenessä – kuten nurkkapisteesä - vaan tulos suppenee kohti arvoa 13,09 kNm. Kyseinen arvo on taivutusmomentin arvo laatan omasta painosta kahden desimaalin tarkkuudella silmäkoon ollessa viisi millimetriä. Tällaista arvoa voi suunnittelussa turvallisesti käyttää.

Singulariteettiongelma saattaa olla ratkaistavissa esimerkiksi käyttämällä epälineaarisia materiaalimalleja lineaarisen sijasta. Tällöin materiaalin kimmoplastinen luonne rajoittaa maksimijännityksen tiettyyn arvoon ja singulariteettihiuipuista välttyään materiaalin plastisoituessa. [2]

Kuvassa 2.4 on esitetty laatan jännitys jakauma hyötykuormasta $5,0 \text{ kN/m}^2$ laattarakenteen nurkka-alueella.



Kuva 2.4: Laatan Von Mises -jännitykset aukon reunoilla (Sofistik)

Kuvan arvot kuvaavat betonin Von Mises -jännitystä. Mitä punaisempi sävy, sitä suurempi jännityksen arvo on. Tämän ruutukaappauksenkin mahdollistavat animaatiot laskentaohjelmissa voivat olla hyödyksi rakenteen toimintaa ja rakennemallin oikeellisuutta tarkastettaessa.

2.3 Eurokoodit

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja. Eurokoodisarja koostuu tällä hetkellä 58 osasta. Eurokoodit kattavat varmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormat kuten hyöty-, lumi- ja tuuli-, lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormat. Rakennusmateriaaleille on omat yksityiskohtaiset ohjeet. Standardien soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden (NA) laatimista. Suomessa näiden kansallisten liitteiden laatimisesta vastaa Ympäristöministeriö talonrakentamisen ja Liikennevirasto siltojen osalta.

Eurokoodien ensimmäinen paketti otettiin käyttöön 1.11.2007. Tällöin talonrakennuksen suunnittelussa käytettävät keskeiset eurokoodiosat julkaistiin suomeksi sekä niihin liittyvät kansalliset liitteet vahvistettiin. Loput eurokoodit otetaan käyttöön sitä mukaa kun niiden käännökset ja kansalliset liitteet valmistuvat. Tällä hetkellä vain yhden osan kansallinen liite on vahvistamatta.

Liikenneviraston kohteissa (sillat ja infrarakentaminen) eurokoodit ovat ainoa käytössä oleva suunnittelu-järjestelmä. Suunnittelu tapahtuu LVM:n julkaisemien kansallisten liitteiden mukaisesti. Suomen- ja englanninkielisiä eurokoodeja julkaisee ja myy SFS-Standardisointi. Ruotsinkielisiä eurokoodeja myy Swedish Standards Institute. [3]

Rinnakkaiskäyttöaika Rakentamismääräyskokoelman (RakMK) ja Eurokoodin välillä loppuu kirjoittamishetken tiedon mukaan rakennesuunnittelun osalta 30.6.2013. Tämän jälkeen RakMK on vielä olemassa uusitussa muodossa, mutta ei enää suunnittelu-

standardina. Tätä aikarajaa on jo muutaman kerran siirretty eteenpäin, mutta on syytä olettaa tuoreimman tiedon pitävän paikkansa. Päivästä 1.7.2013 alkaen astuvat Ympäristöministeriön asetukset voimaan ja siitä lähtien ainoastaan Eurokoodia saa käyttää suunnittelunormina. Ympäristöministeriön ohjeiden valmistelu tapahtuu porrastettuna asetusten kanssa.

Betonirakenteiden Eurokoodi jakautuu neljään osaan:

- EN1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt,
- EN1992-1-2: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteellinen palomitoitus,
- EN1992-2: Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu sekä
- EN1992-3: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot.

Tässä työssä tarkastellaan ainoastaan ensimmäistä osaa *EN1992-1-1*. Eurokoodien säännöt on jaettu periaate- ja soveltamissääntöihin. Periaatesääntö on merkitty P-kirjaimella kyseeseen tulevan kohdan numeron jälkeen, kun taas soveltamissäännöissä on vain kohdan numero. Periaatesäännöt ovat yleisiä määräyksiä ja määritelmiä, joille ei ole vaihtoehtoa, sekä vaatimuksia ja analyttisiä malleja, joille ei sallita vaihtoehtoa, ellei niin erityisesti mainita. Soveltamissäännöt puolestaan ovat yleisesti hyväksytyjä sääntöjä, jotka ovat periaatesääntöjen mukaisia tai täyttävät niiden vaatimukset. Eurokoodin soveltamissääntöjen vaihtoehtona saa käyttää muita rakenteiden suunnitteluohjeita, mikäli osoitetaan, että nämä muut ohjeet ovat asianomaisten periaatesääntöjen mukaisia ja johtavat rakenteiden varmuuden, käyttökelpoisuuden ja säilyvyyden kannalta vähintään samanarvoiseen tulokseen kuin mitä Eurokoodin mukaisia sääntöjä käytettäessä on odotettavissa [4, s.15].

3 TYÖN TOTEUTUS

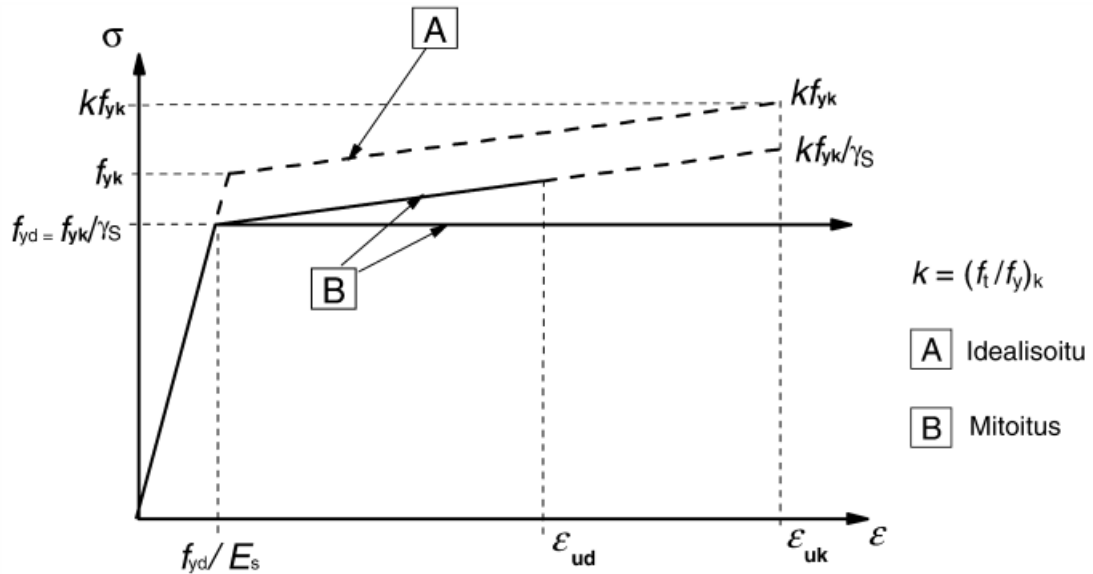
Työstä oletetaan saatavan tietoa miten oikein ja sujuvasti ohjelmat betonirakenteita mitoittavat. Selvää hyötyä käytännön rakennesuunnittelutehtäviin olisi jo siitä, että FEM-analyysin mukaiset voimasuureet siirtyisivät kuormitusyhdistelyineen mitoitusmoduuleihin, jotka antaisivat pääraudoitusten vaaditun määrän. Muu on ylimääräistä hyötyä – ei välttämätöntä.

3.1 Rajaukset

Työssä sovelletaan kirjoitushetkellä tuoreimpia Eurokoodeja ja Suomen kansallista liitettä ei käytetä, vaan tutkitaan betonimitoitusta oletusarvoilla. Kaikki rakenteet pyritään mallintamaan samoilla lähtöarvoilla. Tämä ei ole itsestään selvää, koska osa ohjelmista ei anna määrittää esimerkiksi ympäristön kosteusluokkaa virumaluvun määrittämistä varten. Tulokset pidetään mahdollisimman vertailukelpoisina ja puutteiden ilmaantuessa ne raportoidaan.

Betoniteräkselle käytetään ohjelman niin salliessa sitkeysluokkaa B. Betoniteräskomitea K54:n tiedotteessa [5] todetaan Ympäristöministeriön vahvistaneen teräsluokalle B500B samat suunnitteluarvot kuin A500HW:lle, joka on yleisin betoniteräs Suomessa. Sitkeysluokka vaikuttaa betoniteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvoon ϵ_{uk} , joka luokan B kohdalla on $\geq 5,0$ % standardin EN 1992-1-1 taulukon C.1 mukaisesti.

EC2 antaa suunnittelijalle vapauden valita kahdesta betoniteräksen jännitysvenymäyhteyden mallista, jotka on esitetty kuvassa 3.1. Tässä työssä käytetään mallia, jossa betoniteräksen myötölujittumista ei käytetä hyväksi. Tämä vastaa jännitysvenymäkuvaajan alinta B-tyypin suoraa, jossa betoniteräksen jännitys pysyy vakiona myötöjännityksen f_{yd} saavutettuaan. Mikäli tarkasteltu ohjelma ei anna valita tätä myötölujittumatonta mallia betoniteräkselle, ilmoitetaan se kyseisen rakenteen tulosten yhteydessä.

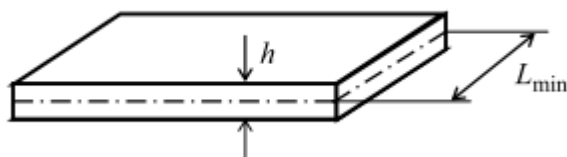


Kuva 3.1: Betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja [6, § 3.2.7 (2)]

Palkin ja laatan osalta ei vertailulaskelmissa oteta huomioon puristusraudoitusta laskennan yksinkertaistamiseksi. Mikäli mahdollista, ohjelmien mitoitusasetuksia säädetään niin, että puristusraudoitus jätetään huomiotta. Tämä on perusteltua, koska oletus johtaa varmalla puolella oleviin arvioihin puristusraudoituksen lisäessä momenttikapasiteettia.

Kuormitusyhdistelyt määritetään murtorajatilassa standardin SFS-EN 1990 + A1 + AC [7] mukaisesti käyttämällä yhtälöä 6.10, joka on esitetty liitteessä (2). Kyseisen liitteen mukaan valinta kaavan 6.10 tai 6.10a ja 6.10b välillä esitetään kansallisessa liitteessä. Koska tässä työssä tarkastellaan rakenteita ilman kansallista liitettä CEN:n mukaan, on perusteltua valita yksinkertaisempi yhtälö 6.10 kahden yhtälön sijaan.

Laatan taivutusteorianä käytetään Kirchhoffin teoriaa, mikäli ohjelma antaa käyttäjälle vapauden valita eri teorioiden välillä. Esimerkiksi RFEM antaa valita käytettävän laattaelementin tyyppin Kirchhoffin laattamallin ja Reissnerin-Mindlinin mallin välillä. Kirchhoffin laattamallia kutsutaan myös ohuen laatan malliksi. Se ei ota huomioon poikkittaisia muodonmuutoksia poikkileikkauksessa, kun taas Reissnerin-Mindlinin malli ottaa. Kirchhoffin laattamalli soveltuu talonrakennustekniikan teräsbetonisille laattarakenteille, eikä Reissnerin-Mindlinin mallia ole tarpeen ohuiden laattojen osalta käyttää. [8, s.167-178] Jotta valinta näiden kahden teorian välillä voidaan tehdä, on ymmärrettävä paksun ja ohuen laatan ero. Jos laatan paksuus on sen lyhimmän sivumitan viidesosa tai enemmän, kyseessä on paksu laatta [9, s.2]. Kuvan 3.2 merkinnöillä ilmaistuna laatta luokitellaan paksuksi, jos $h \geq 0,2 * L_{min}$.



Kuva 3.2: Laattatyypin valinnan parametrit

Tätä ohuimmat laatat luokitellaan ohuiksi. Laatta voi olla tyypiltään myös kalvo ollessaan riittävän ohut ja taipumien ollessa riittävän suuria, mutta tämän työn kaltainen teräsbetoni-laatta lukeutuu ohueksi laataksi – ei kalvoksi. Myöhemmin esiteltävä ja tässä työssä tarkasteltu teräsbetoni-laatta on paksuudeltaan h 180 mm ja sen lyhin sivumitta L_{min} on 3300 mm. Näin ollen kyseessä on ohut laatta. Mikäli laatan paksuus olisi 660 mm tai enemmän, pitäisi pohtia valintaa käytettävästä laattateoriasta.

Elementtiverkon silmäkoko pakotetaan 180 millimetriin, joka vastaa laatan paksuutta. Laatan vertailutulokset lasketaan Ruotsissa yleisesti käytetyllä MBP-menetelmällä, ja tukimomentit tasataan kyseisen menetelmän B-menettelytavan mukaisesti. Lyhyttä sivua merkitään tunnuksella L_x ja pitkää sivua vastaavasti tunnuksella L_y . Lyhenne MBP tulee ruotsin sanoista Massiva Betongplattor, eli suomennettuna massiiviset betoni-laatat. Menetelmä jakautuu kahteen vaiheeseen, jossa ensimmäisessä laattakenttiin jaetun laatan taivutusmomentit lasketaan taulukoitujen arvojen perusteella kentittäin. Taulukot on laadittu siten, että tukimomenttien arvot ovat kimmoteorian ja kenttämomentit myötöviivateorian mukaiset. Toisessa vaiheessa tukimomentit tasataan. Rinnakkaisten yksittäisten kenttien tukimomentit saavat tyypillisesti erisuuret arvot, minkä seurauksena tuella tapahtuu kiertymistä ja tukimomentit tasoittuvat. Kiertyminen vaikuttaa paitsi tarkasteltavan tuen tukimomentteihin myös aukkomentteihin ja toisiin tukimomentteihin. Laskentamenetelmän tarkkuus riippuu siitä, miten tarkasti momenttien tasoitus ja siirtyminen otetaan huomioon. Tukimomenttien taseus tehdään jollakin kolmesta menettelytavasta: A, B tai C, joista menettelytavassa A ei suoriteta tasausta lainkaan, tavassa B momentit tasataan yksinkertaistetusti ja tavassa C huomattavasti B-tapaa tarkemmin. Menettelytapa C on suhteellisen hankala käyttää ja sen tuomat edut rauditusmäärään ovat vähäiset [10, s. 306-310; 11, s. 378].

Käyttörajaatilassa tarkastellaan halkeamaleveyksiä Eurokoodin kohdan 7.3.4 ja taipumaa kohdan 7.4.3 mukaisesti. Jännitysten rajoittaminen huomioidaan kohdan 7.2 mukaisesti. Halkeamaleveydet rajoitetaan rakenteen rasitusluokan mukaisesti arvoon 0,3 mm ja taipumat pitkäaikaiskuormien osalta arvoon jännemitta/250.

Taivutetun rakenteen taivutusmomenttipintaa saa Eurokoodin mukaan pyöristää, kun palkki tai laatta on jatkuva tuella, jonka voidaan katsoa toimivan nivelenä kiertymän suhteen. Tällöin välituella laskettua tukimomentin mitoitusarvoa pienentää määrällä ΔM_{Ed} seuraavasti:

$$\Delta M_{Ed} = \frac{1}{8} F_{Ed, sup} * t, \quad (3.1)$$

jossa $F_{Ed, sup}$ on tukireaktion mitoitusarvo
 t on tuen leveys jänteen suunnassa.

Kyseinen pienennys on täysin oikeutettu, jos tuki todella toimii tukena koko leveydeltään, mutta esimerkiksi neopreenilaakerin tapauksessa tuki on pistemäinen eikä pienennystä saa tehdä. On tärkeää, että mitoitusohjelmat eivät käyttäjältä varmistamatta pienennä tukimomenttia. Tässä työssä on rajoitettu tarkastelemaan tukimomentteja il-

man pienennystä laskennan helpottamiseksi ja toisaalta, jotta nähdään että ohjelmat eivät pienennystä itseksensä tee.

3.2 Jännitysten rajoittaminen

Jännitysten rajoittaminen koskee niin betonin kuin terästenkin jännityksiä, ja se tehdään betonin puristusjännitysten osalta jännityksen suuntaisen halkeilun, mikrohalkeilun ja viruman rajoittamiseksi. Raudoituksen vetojännityksiä rajoitetaan raudoituksen epälineaarisen venymisen, betonin haitallisen halkeilun ja rakenteen haitallisen taipumisen estämiseksi.

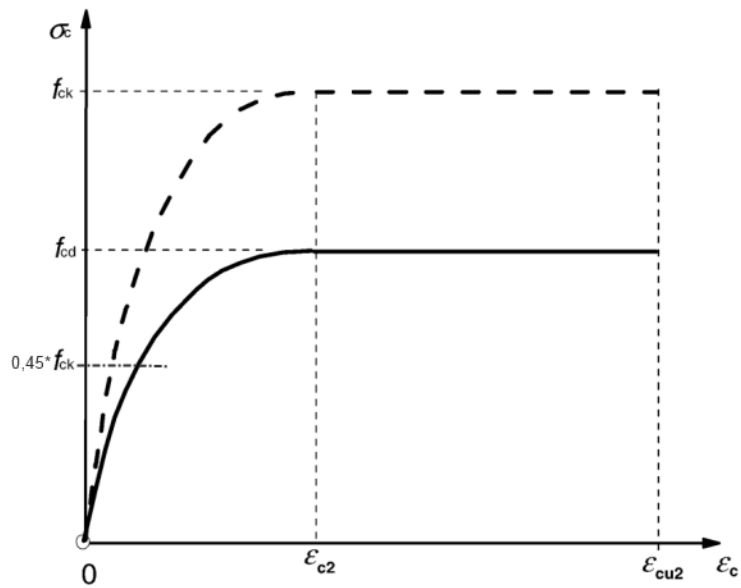
Jännityksen suuntainen halkeilu katsotaan estetyksi käyttämällä halkeilun estävää poikkitaiverrusta, joka palkin ja pilarin tapauksessa tarkoittaa hakoja ja laatan osalta jännityksen suuntaa kohtisuorassa olevaa raudoitusta. Virumisen katsotaan pysyvän lineaarisena, kun betonin puristusjännitys pitkäaikaikuormilla on alle 45 % betonin lieriöpuristuslujuudesta f_{ck} . Pitkäaikainen käyttörajatilan kuormitusyhdistely aiheuttaa määritelmänsä mukaisesti ominaisyhdistelmää pienempiä rasituksia kuormien yhdistelykertoimien takia liitteiden (1) ja (3) mukaisesti. Nyrkkisääntönä on pidetty, että ominaisyhdistelmän osalta tarkastetaan, ettei betonin puristusjännitys ylitä arvoa $K/3$, jossa K on Suomen Rakentamismääräyskokoelman mukainen betonin kuutiopuristuslujuus, kun taas Eurokoodissa käytetään lieriölujuutta määräävänä lujuusarvona. Tarkasteltavien rakenteiden lujuutena on C30/37, jossa ensimmäinen luku kuvaa lieriö- ja jälkimmäinen kuutiopuristuslujuutta. Näin ollen

$$\frac{1}{3} * K = \frac{1}{3} * f_{ck,cube} \approx 0,33 * f_{ck,cube} \quad (3.2)$$

ja

$$0,45 * f_{ck} = \frac{f_{ck}}{f_{ck,cube}} * 0,45 * f_{ck,cube} = \frac{30}{37} * 0,45 * f_{ck,cube} \approx 0,36 * f_{ck,cube} \quad (3.3)$$

eli kyseessä on varsin tarkasti sama asia niin RakMK:ssa kuin Eurokoodissakin. Perustelu tälle rajoitukselle on, että betonin halutaan pysyvän käyttörajatilassa kimmoisella alueella. Jos käyttörajatilassa ylitettäisiin jatkuvasti kimmoisen alueen raja ja betonin jännitykset olisivat toistuvasti plastisella puolella, ajan kuluessa betoni pettäisi jatkuvan mikrohalkeilun lisääntymisen seurauksena. Kuvassa 3.3 on esitetty betonin jännitysmuodonmuutosyhteys, josta on nähtävissä rajojen $0,45 * f_{ck}$ ja toisaalta $1/3 * f_{ck,cube}$ perustelu.



Kuva 3.3: Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio

Jännityksen ja muodonmuutoksen yhteys on tähän rajaan asti likimäärin suoraviivainen: mikäli betonin jännitys nostetaan kuormittamalla tälle tasolle, mutta kuormat poistetaan, palautuu tilanne ennalleen eikä betoniin jää pysyviä muodonmuutoksia.

4 TARKASTELTAVAT RAKENTEET

Työ toteutetaan pitämällä tarkasteltavat rakenteet riittävän yksinkertaisina sisällyttäen kuitenkin riittävän laajaa monimuotoisuutta niihin. Tämä on hankala yhtälö; toisaalta halutaan tietää miten tarkasti ohjelmat tuloksia laskevat, mutta toisaalta ei haluta ohjelmien kompastuvan liian monimutkaisiin rakenteisiin. Esimerkkinä mainittakoon staattisesti määrätty yksiaukkoinen vapaastituettu palkki. Se olisi liian yksinkertainen rakenne tarkasteltavaksi, koska voimasuurekuvaajat ja raudoituksen mitoitus ovat rakennesuunnittelijalle triviaaleja: maksimitaivutusmomentti sijaitsee tarkalleen keskellä kenttää ja on helposti ratkaistavissa päässälaskuna. Tällaiseen tilanteeseen ei varsinaisesti haeta hyötyä FEM-ohjelmien mitoitusmoduuleista, vaan nimenomaan tilanteisiin, jotka eivät ratkea minuuteissa päässälaskuna.

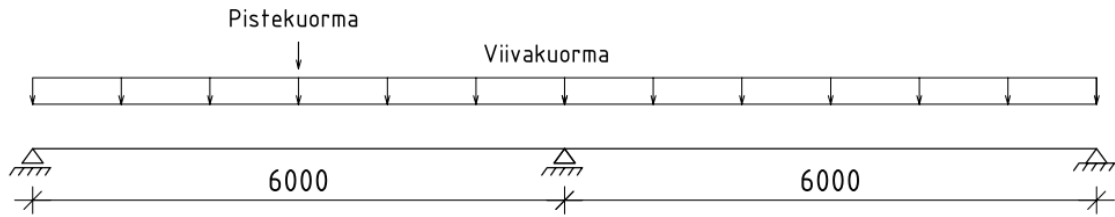
Eurokoodi ilman kansallisia liitteitä määrittelee rakenteille rakenneluokan (structural class) asteikolla S1-S6. Kaikissa tarkastelluissa rakenteissa luokaksi on valittu S4, joka on suositeltava vaatimusluokka 50 vuoden käyttöikämitoitukselle normaaleissa olosuhteissa [6, § 4.4.1.2 (5)]. Yhteistä linjaa ympäristöolosuhteiden valinnassa on noudatettu myös rasitus-, seuraamus- ja luotettavuusluokan osalta. Kaikkien rakenteiden on oletettu sijaitsevan toimistotiloissa (luokka B) ja käytettävä betonin raekoko on 20 mm. Raudoitettun betonin tilavuuspainona käytetään EC1-mukaista arvoa 25 kN/m^3 [12, liite A].

Virumaluvun $\phi(t, t_0)$ määrittämistä varten käytetään kuormituksen alkamisajankohdana arvoa 28 vuorokautta, suhteellisen kosteuden RH arvona 50% sekä kuormituksen tarkasteluajankohtana 18250 vuorokautta, joka vastaa suunniteltua käyttöikää 50 vuotta. Mikäli ohjelma ei itse määritä virumalukua, käytetään pilarille arvoa 2,48; palkille 2,35; ja laatalle 2,39; jotka on laskettu EC2 mukaisesti [6, § 3.1.4].

4.1 Palkki

Tarkasteltava palkki on kaksiaukkoinen ja vapaastituettu. Rakenteen staattinen malli on esitetty kuvassa 4.1. Kaksiaukkoiseen tarkasteluun on päädytty, jotta nähdään miten ohjelmat ratkaisevat palkin ala- ja yläpinnan raudoituksen määrän ja sijoittelun. Kolmiaukkoinen ei antaisi tälle tarkastelulle enää lisäarvoa, joten valittua tapausta voidaan pitää perusteltuna. Pistekuorma tekee tarkastelusta epäsymmetrisen, jolloin triviaaleilta tarkasteluilta vältytään ja annetaan FEM-analyysille ”haastetta”.

Kuormat on valittu todellisia tilanteita vastaaviksi suuruusluokaltaan kuin myös palkin dimensioid ja materiaaliominaisuudet.



Kuva 4.1: Palkin rakennemalli

Dimensiot:

- Pituus $l = 12000\text{mm}$
- Leveys $b = 300\text{mm}$
- Korkeus $h = 600\text{mm}$
- Tukileveys $s = 300\text{mm}$

Materiaali:

- Betonin lujuusluokka C30/37
- Betoniteräs A500HW

Olosuhteet:

- Rakenneluokka: S4
- Rasitusluokka XC3
- Luokka B: toimistotilat
- Seuraamusluokka CC2
- Luotettavuusluokka RC2

Viivakuormat:

- $g_{k,1} = b * h * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (palkin omapaino)
- $g_{k,2} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (yläpuolisten rakenteiden paino, 200 mm paksu laatta kuuden metrin jännevälillä)
- $g_{k,\text{hyöty}} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (hyöty)

Pistekuormat:

- $Q_{k,\text{hyöty}} = 50\text{kN}$ (hyötykuorma)

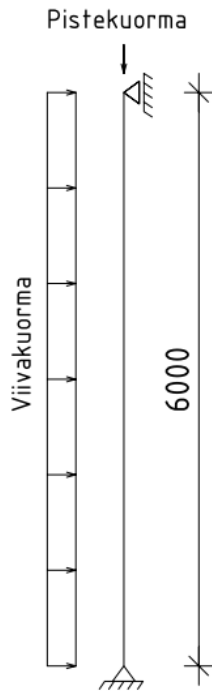
Hyötykuorma on asetettu tasaisesti palkin molemmille kentille. Tämä on poikkeus tavanomaisesta käytännöstä, joka on tehty laskennan yksinkertaistamiseksi. Todellisessa suunnittelutilanteessa hyötykuorma olisi jaettava kolmeen tapaukseen: pelkästään vasen kenttä kuormitettuna, pelkästään oikea kenttä kuormitettuna tai molemmat kentät kuormitettuna yhtä aikaa. Kenttien kuormittaminen erikseen ei toisi lisäarvoa tälle tutkimukselle, koska yksikään ohjelma ei sisällä automaattista kuormitusyhdistelytyökalua, joka

käsittelee hyötykuormat erikseen joka kentässä. Mikäli käyttäjä haluaa kuormittaa kentät hyötykuormilla erikseen, on jokainen kuormitustapaus luotava manuaalisesti.

4.2 Pilari

Tarkasteltavan pilarin rakennemalli on esitetty kuvassa 4.2. Pilariksi on valittu yksiaukkoinen nivelpilari, joka edustaa hyvin tyypillistä optimointitehtävää rakennesuunnittelijalle. Täysin keskeistä kuormitustapausta ei todellisuudessa ole epäkeskisyyksistä johtuen, vaikka vaakasuuntainen viivakuorma olisikin häviävän pieni. Tästä huolimatta on haluttu tarkastella tilannetta useammalla kuormalla, jotta nähdään kuormitusyhdistelyiden toimivuus ohjelmien kesken. Puristettu teräsbetonirakenne vaatii lähestulkoon aina vähintään kahden kuormitustapauksen tutkimisen: maksiminormaalivoiman ja maksimimomentin vaikuttaessa sekä tilanteessa, jossa normaalivoima on minimoitu ja taivutusmomentti maksimoitu. On tärkeää, että mitoitusohjelmat valitsevat oikeat yhdistelyt tarkasteluun. Pilaria tarkastellaan yhteen suuntaan taivutettuna rakenteena, jolloin vinoitaivutusta ei huomioida.

Kuten palkin, myös pilarin kuormat, dimensiot ja materiaaliominaisuudet on valittu suuruusluokaltaan todellisia tilanteita vastaaviksi. Pilaria käsitellään sivusiirtyvänä, koska tuulesta aiheutuu viivakuorma sen jänteelle. Tällöin voidaan ajatella, että pilari jaetaan keskeltä kahtia, jonka seurauksena saatavat puolikkaat ovat pituudeltaan $L/2$, kun kokonaisen pilarin mitta on L . Näin ollen puolikkaiden pilarien nurjahduspituus on myös L , kuten kokonaisellakin pilarilla. Tämä johtuu nurjahduspituuden määritelmästä ja kyseisten sauvojen nurjahdusmuodoista. Suoran sauvan nurjahduspituudella tarkoitetaan sen nurjahdusmuodon kahden peräkkäisen – todellisen tai kuvitellun – käänne pisteen välimatkaa [13, s. 286]. Ensimmäisen kertaluvun maksimimomentti muodostuu jänteelle, jolloin kyseessä on puolikkaan sivusiirtyvän pilarin mitoitus tehtävä, joka vastaa kokonaisen pilarin mitoitusta.



Kuva 4.2: Pilarin rakennemalli

Dimensiot:

- Pituus $l = 6000\text{mm}$
- Leveys $b = 280\text{mm}$
- Korkeus $h = 280\text{mm}$

Materiaali:

- Betonin lujuusluokka C30/37
- Betoniteräs A500HW

Olosuhteet:

- Rakenneluokka: S4
- Rasitusluokka XC3
- Luokka B: toimistotilat
- Seuraamusluokka CC2
- Luotettavuusluokka RC2

Viivakuormat:

- $g_{k,1} = b * h * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2,0\text{kN/m}$ (pilarin omapaino / pituus pystysuunnassa)
- $q_{k,tuuli} = 4\text{kN/m}$ (tuulikuorma vaakasuunnassa)

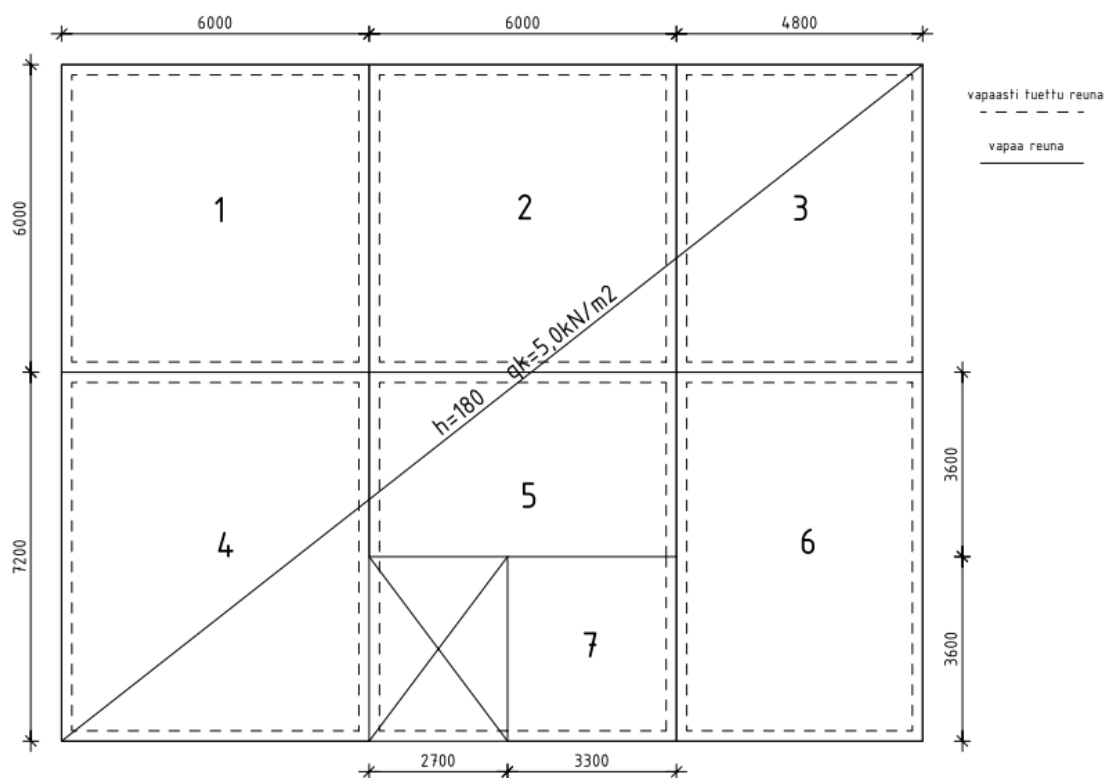
Pistekuormat:

- $G_{k,2} = 100kN$ (yläpuolisten rakenteiden paino)
- $Q_{k,hyöty} = 50kN$ (hyötykuorma yläpuolisilta rakenteilta)
- $e = 100mm$ (pistekuormien fyysiset epäkeskisyydet)

4.3 Laatta

Tarkasteltava laatta koostuu useista erikokoisista laattakentistä. Rakenteen staattinen malli on esitetty kuvassa 4.3. Rakennetta on hieman monimutkaistettu lisäämällä viidenteen kenttään aukko, jolloin kaikki laattakentät eivät ole neljältä sivulta tuettuja. Kyseinen tilanne on käytännön suunnittelutehtävissä tyypillinen ja on syytä tarkastella, miten ohjelmat sen ratkaisevat. Kuten aikaisemmin on todettu, piilee tässä geometriassa mahdollisuus singulariteettivirheisiin aukon nurkka-alueilla ja on mahdollista, että ohjelmat ehdottavat nurkkiin täysin yliampuvaa rauditusmäärää tai ilmoittavat virheestä, kun eivät pysty sijoittamaan tankoja poikkileikkaukseen Eurokoodin mukaisesti.

Kuten palkin ja pilarin, myös laatan kuormat, dimensiot ja materiaaliominaisuudet on valittu suuruusluokaltaan todellisia tilanteita vastaaviksi.



Kuva 4.3: Laatan rakennemalli

Dimensiot:

- Paksuus $h = 180mm$

Materiaali:

- Betonin lujuusluokka C30/37
- Betoniteräs A500HW

Olosuhteet:

- Rakenneluokka: S4
- Rasitusluokka XC3
- Luokka B: toimistotilat
- Seuraamusluokka CC2
- Luotettavuusluokka RC2

Tasokuormat:

- $g_{k,1} = h * 25 \frac{kN}{m^3} = 4,5kN/m^2$ (laatan omapaino)
- $g_{k,2} = 2,5kN/m^2$ (pysyvä kuorma)
- $q_{k,hyöty} = 5,0kN/m^2$ (hyötykuorma)

Kuten palkinkin kohdalla, myös laatta on kuormitettu tasaisesti hyötykuormalla. Todellisessa suunnittelutapauksessa pitäisi hyötykuorma käsitellä ”shakkilautakuormitukseksi”, eli kuorma vaikuttaisi kaikissa kentissä erikseen ja kaikilla mahdollisilla yhdistelyillä. Shakkilautaa muistuttava kuorman diagonaalinen asettelu antaa tyypillisesti ainakin yhden mitoittavan kuormitustapauksen.

4.4 Betonipeitevaatimukset

Koska kaikkien tarkasteltavien rakenteiden on ajateltu toimivan samanlaisissa ympäristöolosuhteissa, jolloin niiden rasitusluokka on sama XC3, voidaan betonin säilyvyyttä käsitellä yhdessä ja samassa luvussa. Eurokoodin mukaan betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} määritellään peitteen vähimmäisarvon c_{min} ja suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman c_{dev} summana. Vähimmäisarvolla taataan tartuntavoimien varma siirtyminen, teräksen suoja korroosiota vastaan sekä riittävä palonkestävyys, ja se lasketaan kaavasta

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}, \quad (4.1)$$

jossa

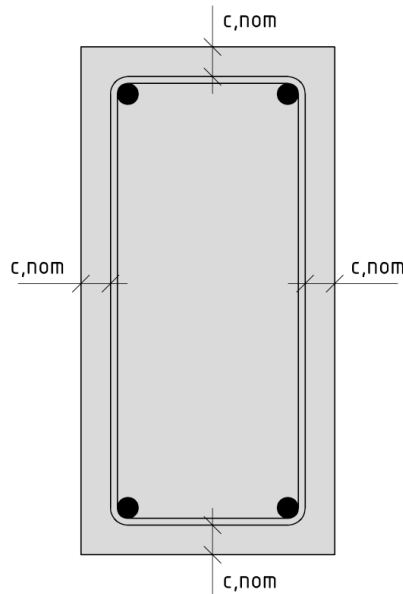
- $c_{min,b}$ on tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
- $c_{min,dur}$ on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ on lisävarmuustermi
- $\Delta c_{dur,st}$ on betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys ruostumattoman teräksen käytöstä

- $\Delta c_{dur,add}$ on betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys lisäsuojauksen takia.

Tässä työssä kolme viimeistä termiä jätetään huomioimatta, jolloin vaadittu betonipeite määräytyy ympäristöolosuhteiden ja tartuntavaatimuksen perusteella. Eurokoodissa 1992-1-1 on taulukossa 4.2 esitetty arvot tartuntavaatimuksesta johtuvalle betonipeitteen vähimmäisarvolle $c_{min,b}$. Tarkasteltavien rakenteiden osalta tämä vaatimus vaihtelee suoraan sen mukaan, minkä kokoista betoniterästankoa kussakin kohdassa käytetään. Tässä tutkimuksessa laskennan yksinkertaistamiseksi ja työteknisistä syistä käytetään yhdelle rakenteelle vain yhtä betonipeitearvoa, vaikka rakenteen sisäisesti olisikin käytössä useamman kokoisia päätankoja. Saman normin taulukossa 4.4N on esitetty arvot betonipeitteen vähimmäisvaatimukselle $c_{min,dur}$ säilyvyyden kannalta. Tarkasteltavien rakenteiden kuuluessa taulukon rasitusluokkasarakkeeseen XC2/XC3, saadaan vähimmäisarvoksi 25mm vaatimusluokan ollessa S4, joka on suositeltava vaatimusluokka tavoitellun käyttöiän ollessa 50 vuotta.

Suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama c_{dev} annetaan Eurokoodissa suositusarvona 10mm, joka voidaan esittää myös kansallisessa liitteessä. Näin ollen saadaan kaikille rakenteille betonipeitteen nimellisarvoksi c_{nom} vähintään 35mm, olettaen että päätankojen halkaisija on 25mm tai vähemmän. Vaikka työssä on käytetty Eurokoodia ilman kansallista liitettä, on tankokoot kuitenkin oletettu Suomessa vakiintuneeseen tapaan kasvavan 25 millimetristä suoraan 32 millimetriin jättäen välikoon 28mm käyttämättä. Näin ollen ainoastaan tilanteessa, jossa päätankojen halkaisija on 32mm, muuttuu betonipeitteen nimellisarvo 35 millimetristä 42 millimetriin. Betonipeitevaatimus luonnollisesti koskee jokaista raudoituskerrosta tartuntavaatimuksen osalta, mutta säilyvyyden kannalta vain ulointa raudoituskerrosta, joka palkin ja pilarin kohdalla tarkoittaa hakoja. Tämä siksi, että säilyvyyden huomioon ottava arvo $c_{min,dur}$ johtuu betonin karbonatisoitumisen aiheuttamasta betoniterästen ruostumisesta, ja karbonatisoitumisen etenee betonin ulkopinnasta sisäänpäin epälineearisesti – jatkuvasti hidastuen – ajan kuluessa.

Kuvassa 4.4 on esitetty betonipeitteen nimellisarvon määräytyminen rakenteessa. Kuvan betonipeitearvo on mitta palkin ulkopinnasta hakojen ulkopintaan.



Kuva 4.4: Betonipeitteen nimellisarvo rakenteessa

Hakojen halkaisija on lähestulkoon aina päätankoja pienempi, joten tartuntavoimien siirtymisellä ei hakojen betonipeitevaatimusta voida perustella, vaan säilyvyys on määrävänä tekijänä. Päätankojen osalta tartuntavaatimus voi tulla kyseeseen ja tällöin on otettava huomioon hakojen halkaisija vaatimusta lieventävänä tekijänä ja mittana. Tapauksessa, jossa päätangot ovat halkaisijaltaan 32 mm, muodostuu betonipeitteen nimellisarvoksi 42 mm, eli seitsemän millimetriä 25-millistä tankoa suurempi. Kuitenkin päätangon koosta huolimatta on 8-millisillä haoilla etäisyys haan sisäpintaan 43 mm, joten tartuntavaatimus täyttyy myös 32-millisellä päätangolla. Tällä on merkitystä, koska betonimitoitushjelmiin voi vahingossa päätyä tulkinta, jonka mukaan hakojen betonipeitevaatimus tarpeettomasti kasvaa suuremman päätankokoon takia. Esimerkiksi RFEM:n antamat laskentatulokset riippuvat valituista soveltuvista tankohalkaisijoista, vaikka kyseisiä tankoja ei rakenteeseen edes valittaisi.

5 TARKASTELTAVAT OHJELMAT

Tarkasteluun on valittu ohjelmat, joita on joko käytetty Pöyryllä ennenkin ja/tai joiden toimivuus ja ominaisuudet vaikuttavat lupaavilta. Lisenssit ovat osaan ohjelmista valmiina, mutta kahta ohjelmaa käytetään tässä työssä opiskelijalisenssin kautta.

5.1 Ohjelmaversiot

Ohjelmaversiot on valittu uusimmiksi mahdollisiksi saatavilla oleviksi. Osa ohjelmaversioista päivittyi tuoreempaan työn tekemisen aikana. Esimerkkinä uusista ominaisuuksista, jotka vaikuttavat tämän tutkimuksen tuloksiin, ovat Robot 2013:n kyky ottaa huomioon pilarin käyttörajatilassa halkeamaleveys ja jännitysten rajoittaminen betonin ja betoniteräksen osalta, sekä RFEM 5:n halkeilleen ja halkeilemattoman laatan taipuma-analyysi. Näissä tapauksissa siirrettiin vanha laskentamalli uuteen ohjelmaversioon, ja jatkettiin analyysiä tuoreimmalla versiolla.

Valitut ohjelmat ovat:

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013, versio 26.0.3.4375 (x64), Service Pack 3 + Hotfix HF4, (*jatkossa Robot*),
- Dlubal RFEM 5, versio 5.01.0009, (*jatkossa RFEM*),
- Bentley Staad.Pro v8i SELECTSeries4, versio 20.07.09.27, (*jatkossa Staad*),
- SSD – SOFiSTiK Structural Desktop, versio 13.08 – 27, (*jatkossa Sofistik*) sekä
- Nemetschek Scia Engineer 2012, versio 12.0.1049, (*jatkossa SCIA*).

Lisäksi vertailulaskelmissa käytetyt ohjelmat ovat:

- PTC Mathcad 15.0 ja
- Microsoft Excel 2010, versio 14.0.5128.5000 (32-bit).

5.2 Ominaisuudet

Ohjelmien ominaisuuslista vaadittujen toimintojen osalta on esitetty kappaleessa 5.2.4. Taulukko on laadittu tarkasteltujen ohjelmien edustajilta saatujen tietojen, sekä tutkimuksen yhteydessä havaittujen seikkojen perusteella. Kaupallisten ohjelmien ollessa kyseessä ei ohjelmistotoimittajien mainoslauseita tule tarkastelematta pitää totuudenmukaisina.

5.2.1 Kuormayhdistelyt

Yhdistelyissä käsitellään ohjelman kykyä muodostaa Eurokoodin-mukaiset kuormitusyhdistelyt niin murto- kuin käyttörajatilassakin. Murtorajatilasta osalta yhdistelyt jakautuvat yhtälöihin 6.10 sekä 6.10a tai 6.10b, kuten aikaisemmin on esitetty. Tässä työssä käytetään yhtälöä 6.10, mutta esimerkiksi Suomen kansallinen liite määrää käytettäväksi muokattua yhtälöparia 6.10a ja 6.10b, joissa ensimmäisestä on poistettu käytöstä muuttuvien kuormien osuus. Tämä on Eurokoodin sallima kansallinen parametri, mikä johtaa siihen, ettei taulukon tuloksista voi suoraan päätellä ohjelman kuormitusyhdistelyjen soveltuvuutta Suomen kansallisen liitteen vaatimuksiin. Käyttörajatila jakautuu kolmeen yhdistelmään, joiden merkitys korostuu betonirakenteilla. Halkeama- ja taipumamitoituksen raja-arvot pätevät vain tietyissä yhdistelyissä. Esimerkiksi jännebetonirakenteilla käytetään halkeamaleveyden raja-arvoja tavallisessa kuormayhdistelmässä kun jännittämättömillä rakenteilla käytetään pitkäaikaista kuormayhdistelmää.

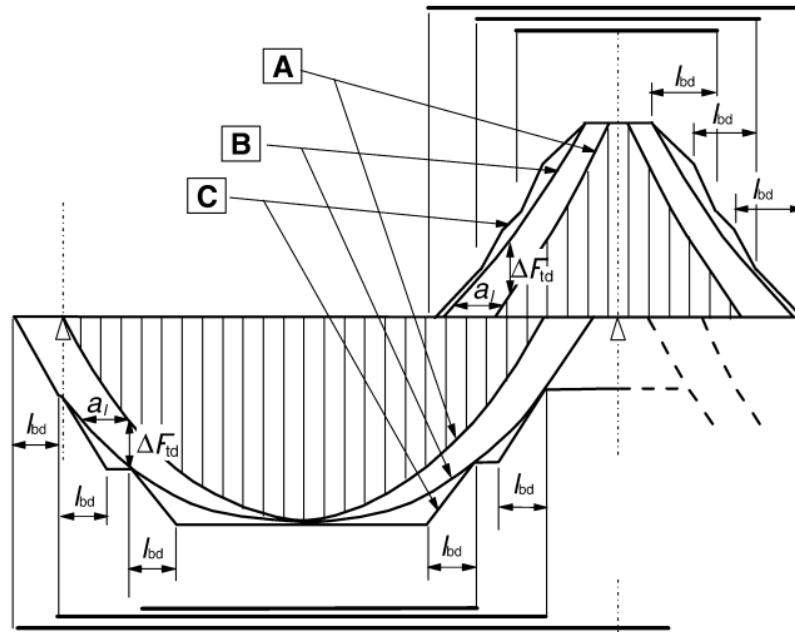
5.2.2 Palkki

Palkki on mitoitettava kestämiään siihen kohdistuvat suurimmat taivutusmomentit ja leikkausvoimat. Käyttörajatilassa osoitetaan halkeamaleveyksien ja taipuman vaatimustenmukaisuus. Näiden lisäksi on ankkuroinnin osalta huomioitava pääraudoitustankojen katkaisukohdat, joihin vaikuttaa leikkausvoimasta aiheutuva lisävetovoima pääraudoitukseen. Kaksi menetelmää katkaisukohtien määrittelyyn on käytettävissä: joko laskeaan lisävetovoiman vaikutus päätankoihin, tai levitetään momenttikäyrää mitan a_l verran, kuten kuvassa 5.1. Tämä momentin siirtoperiaate on sallittu leikkausraudoittamattomilla rakenteilla käyttämällä mittana a_l poikkileikkauksen tehollista korkeutta d . Leikkausraudoitetuille rakenteille määritetään siirrettävä mitta alla olevan kaavan mukaisesti:

$$a_l = \frac{1}{2} * z(\cot\theta - \cot\alpha) \quad (5.1)$$

jonka merkinnät on määritetty EC2:n kohdassa 6.2.3.

[A] – Summan $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ verhoikäyrä [B] – vaikuttava vetovoima F_s [C] – vetovoimakestävyys F_{Rs}



Kuva 5.1: Raudoitustankojen katkaisukohtien määrittelyn periaate

Vähimmäisraudoitusala määritetään palkille EC2:n kohdan 9.2.1.1 mukaan alla esitettyjen kaavojen perusteella:

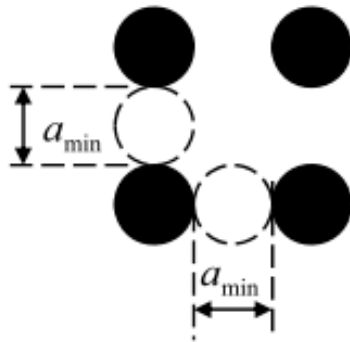
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (5.2)$$

$$\text{mutta vähintään } 0,0013 b_t d. \quad (5.3)$$

Enimmäisraudoitusala määritetään saman kohdan mukaan alla esitettyllä kaavalla, mutta raja-arvo voidaan esittää myös kansallisessa liitteessä:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c. \quad (5.4)$$

Näiden ominaisuuksien lisäksi on raudoitustangot sijoitettava poikkileikkaukseen Eurokoodin määrittämien raja-arvojen puitteissa. Tällä varmistetaan, että betoni voidaan valaa ja tiivistää tyydyttävästi, jotta riittävä tartunta betonin ja raudoitustangon välillä saavutetaan. Vapaan välin määritelmä on esitetty kuvassa 5.2.



Kuva 5.2: Raudoitustankojen vapaan välin määritelmä

Yksittäisten yhdensuuntaisten tankojen vapaan välin sekä vaaka- että pystysuuntaan ja rinnakkaisten tankojen vaakakerrosten edellytetään olevan vähintään suurin seuraavista arvoista:

$$a_{min} = \left(\begin{array}{l} k_1 \phi \\ d_g + k_2 \\ 20mm \end{array} \right), \quad (5.5)$$

missä d_g on kiviaineksen suurin raekoko
 ϕ on tangon halkaisija
 $k_1 = 1$
 $k_2 = 5 \text{ mm}$

Parametrit k_1 ja k_2 voidaan määrätä kansallisessa liitteessä.

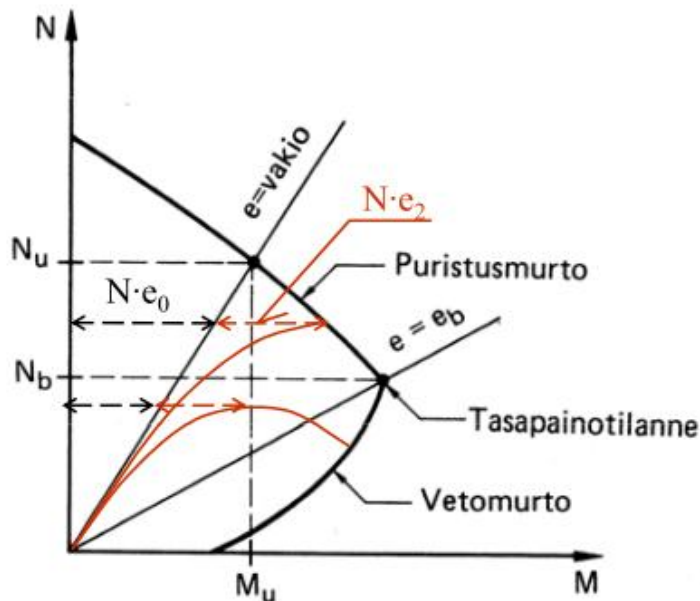
5.2.3 Pilari

Pilari edustaa tavanomaisesti normaalivoiman rasittamaa poikkileikkausta, johon vaikuttaa tämän lisäksi vaakavoimista ja epäkeskisyyksistä aiheutuvia taivutusmomentteja. Näin ollen pilari on altis nurjahdukselle. Pilari mitoitetaan huomioimalla toisen kertaluvun vaikutukset joko nimellisen jäykkyyden tai nimellisen kaarevuuden menetelmällä. Tässä työssä käytetään nimellisen kaarevuuden menetelmää, joka soveltuu ensisijaisesti erillisten sauvojen laskentaan. Menetelmässä määritetään toisen kertaluvun momentti, joka summataan ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadun momentin kanssa, jossa epätarkkuuksien vaikutus on mukana. Näin saadaan mitoittava momentti rakenteelle. Mittaepätarkkuudet lisäävät taivutusmomenttia pilareilla, ja ne johtuvat seuraavista seikoista:

- tuen sijainnin poikkeamista ideaalisesta
- kuorman sijainnin poikkeamista ideaalisesta
- pilarin kaarevuudesta
- sekä materiaaliominaisuuksien epätasaisesta jakautumasta.

Normaalivoiman rasittaman poikkileikkauksen jännitystila voidaan määrittää kolmella tavalla: ratkaisemalla voimat normaali- ja momenttiyhtälöistä, iteratiivisesti tai yhteis-

vaikutuskäyrällä. Käytetyin tapa käsinlaskennassa on muodostaa yhteisvaikutusdiagrammi, eli kapasiteettikäyrästä, kuten kuvassa 5.3.



Kuva 5.3: Normaalivoiman rasittaman poikkileikkauksen yhteisvaikutusdiagrammi [14, s. 8]

Tätä tapaa käyttävät myös osa tarkastelluista ohjelmista. Käyrästä nähdään millainen on tarkastellun poikkileikkauksen normaalivoima- ja taivutusmomenttikestävyyden välinen yhteys. Näiden kahden suhde ei ole lineaarinen ja kääntäen verrannollinen, jolloin toisen kasvaessa toinen pienenee. Käyrä on muodostettu määrittelemällä poikkileikkauksen murtorajatilat venymien perusteella:

- betonin puristuma reunalla $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
- betonin puristuma pintakeskiössä $\varepsilon_c = 2,0 \text{ ‰}$
- raudituksen venymä $\varepsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$

Lisäksi epäkeskisyydestä riippuen voidaan erottaa seuraavat mitoitusapaukset: suuri epäkeskisyys ja pieni epäkeskisyys. Suurella epäkeskisyydellä poikkileikkauksen vedetyn reunan raudituksen venymä on vähintään myötörajavenymän suuruinen, joten teräsjännitys voidaan otaksua laskentalujuuden suuruiseksi. Pienellä epäkeskisyydellä poikkileikkaus on joko kauttaaltaan puristettu tai toisen reunan ollessa vedetty sen raudituksen venymä on myötörajavenymää pienempi.

Näiden tapausten välistä rajaa vastaava epäkeskisyys e_b riippuu poikkileikkauksen raudoituksesta. Rajatapauksessa vallitsee tasapainotilanne, jossa vetorauditus saavuttaa myötövenymän samanaikaisesti kun betonin reunapuristuma saa arvon ε_{cu} . Tällöin normaalivoima on N_b . Kun normaalivoima on tätä suurempi, on murtotapana puristusmurto ja vastaavasti pienempänä tapahtuu vetomurto.

Kuvassa 5.3 on punaisella esitetty toisen kertaluvun vaikutukset. Toisen kertaluvun momentti on sitä suurempi mitä suurempi on pilarin hoikkuus λ . Alin punainen käyrä edustaa tilannetta, jossa hyvin hoikka pilari murtuu materiaalimurrosta poiketen stabiiliusmurtona.

Lisäksi pilarin leikkauskapasiteetti tulee tarkastaa kuten palkinkin kohdalla. Eurokoodi määrää käytettäväksi hakateräksiä pilarissa ja antaa raja-arvot niiden sijoittelulle ja määrälle. Näin ollen pilarilla on leikkausraudoitetun rakenteen mukainen leikkauskapasiteetti ilman erillistä leikkaustarkasteluakin, mutta leikkauskapasiteetin riittävyys on silti osoitettava.

5.2.4 Ominaisuuslista

Taulukossa 5.1 on värikoodein kirjattu tarkasteltujen ohjelmien ominaisuudet, jotka ovat tämän työn kannalta oleellisia. Ominaisuudet on jaettu neljään pääryhmään: kuormitusyhdistelyt, palkki, pilari ja laatta. Värikoodaus on selvennetty taulukon alla. Vihreä merkintä tarkoittaa, että ominaisuus löytyy ohjelmasta, kun taas punainen tarkoittaa, ettei ominaisuutta ohjelmassa ole. Keltainen väri ilmoittaa, että ominaisuus kyllä löytyy ohjelmasta, mutta siinä on jokin huomionarvoinen poikkeavuus, joka on otettava huomioon taulukon esittämiä ominaisuuksia tarkasteltaessa. Kyseiset keltaisella merkityt huomiot on selitetty tarkemmin taulukon jälkeen.

Taulukko 5.1: Ominaisuuslista ohjelmittain

OMINAISUUS	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad
YHDISTELYT					
MRT (6.10 a & b)	✓	✓	✓	✓	✓
MRT (6.10)	✓	✓	✓	✓	✓
KRT - Ominais	✓	✓	✓	✓	x
KRT - Tavallinen	✓	✓	✓	✓	x
KRT - Pitkäaikais	✓	✓	✓	✓	x
PALKKI					
Taivutus	✓	✓	✓	✓	✓
Leikkaus	✓	✓	✓	✓	✓
Taipuma	✓	✓	✓	/	x
Halkeilu	✓	✓	✓	✓	x
Katkaisukohdat	✓	✓	✓	x	✓
Min- ja max-raudoitus	✓	✓	✓	/	✓
Raudoituksen sijoittelu	✓	✓	✓	x	✓
PILARI					
Yhteisvaikutus	✓	✓	✓	/	✓
Leikkaus	✓	✓	x	/	✓
Taipuma	x	x	✓	/	x
Halkeilu	x	✓	x	✓	x
Min- ja max-raudoitus	✓	✓	✓	/	✓
Raudoituksen sijoittelu	✓	✓	✓	x	✓
LAATTA					
Taivutus	✓	✓	✓	✓	✓
Leikkaus	✓	✓	✓	✓	x
Lävistys	✓	✓	✓	✓	x
Taipuma	✓	✓	✓	/	x
Halkeilu	✓	✓	✓	✓	x
Katkaisukohdat	x	✓	✓	x	x
Min- ja max-raudoitus	/	✓	✓	/	✓
Raudoituksen sijoittelu	x	✓	✓	x	✓

✓	Ominaisuus löytyy ohjelmasta
x	Ominaisuutta ei löydy ohjelmasta
/	Katso huomautus

Sofistikissa niin palkin, pilarin kuin laatankin osalta maksimi- ja minimirauδοitus on syötettävä manuaalisesti ohjelmaan. Tämän jälkeen rakenteen raudoitusvaatimuksissa enimmäis- ja vähimmäisarvona käytetään käyttäjän syöttämiä raja-arvoja. RFEM toimii laatan osalta samalla tavalla.

Sofistik laskee palkin, pilarin ja laatan taipuman ainoastaan lineaarisesti. Viruman ja halkeilun vaikutusta ei huomioida laskennassa, ellei käytetä epälineaarisia laskentamo-

duuleja. Näitä ei kuitenkaan tässä työssä tutkita, joten todetaan, ettei Sofistik taipumaa Eurokoodin-mukaisella yksinkertaistetulla menetelmällä analysoi. Tämä johtaa luonnollisesti huomattavasti pienempään taipumaan kuin tapauksessa, jossa viruman ja halkeilun taivutusvastusta pienentävä vaikutus on huomioitu.

Näiden seikkojen lisäksi Sofistikin leikkausmitoitus on huomioitu keltaisella värillä, koska vaikka ohjelma laskeekin vaadittavan leikkausraudoituksen, ei hakaterästen enimmäisjakoväliä tai sitä kautta määräytyvää minimiraudoitusta noudateta. Tämä johtuu siitä, että Sofistik ei muutenkaan ota kantaa raudoituksen asetteluun tehollisen korkeuden vaatimaa sijaintitietoa lukuun ottamatta.

Yhteisvaikutuksen osalta Sofistikista on huomionarvoista mainita, että ohjelma ei ota toisen kertaluvun vaikutuksia huomioon nimellisen kaarevuuden eikä nimellisen jäykkyyden menetelmällä. Ainoastaan käytettäessä ohjelman epälineaarisia laskentamoduuleja huomioidaan useamman kertaluvun vaikutukset.

6 TULOKSET

Seuraavassa on esitetty saadut tulokset ohjelmittain ja saatuja tuloksia on tarkasteltu vertailulaskelmiin nähden. Tarkastellut rakenteet on käyty läpi yksi kerrallaan ja havainnollistavat taulukot sekä pylväsdiagrammit on joka rakenteen osalta laadittu. On syytä korostaa, että taulukoiden numeroarvot eivät kerro kaikkea ohjelman toiminnasta, vaan on syytä syventyä taulukoiden selityksiin ja tulosten analysointiin.

6.1 Palkki

6.1.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet

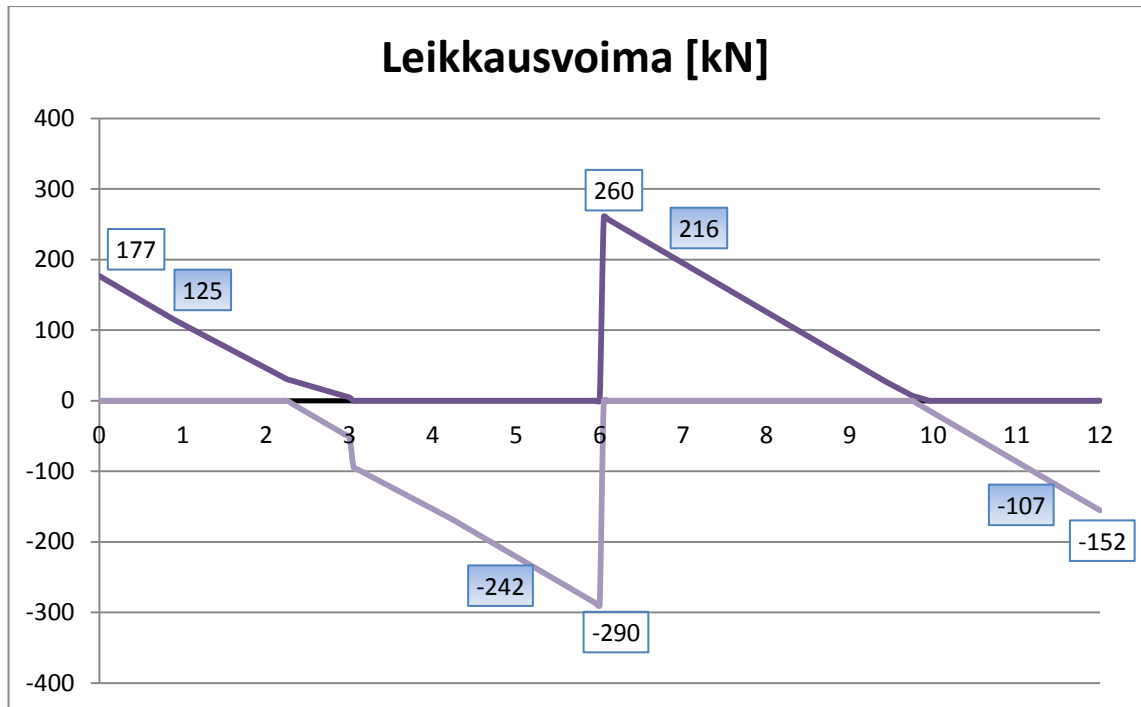
Kuormitusyhdistelyt on tehty Eurokoodin mukaisesti käyttämällä yhtälöä 6.10. Tämän perusteella on muodostettu murto- ja käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt taulukon 6.1 mukaisesti. Halkeamaleveydet ja taipumat tarkastetaan pitkäaikaisen käyttörajatilayhdistelmän osalta, kun taas leikkaus- ja taivutuskestävyys murtorajatilan yhdistelmien osalta. Kaikki vertaillut ohjelmat muodostivat vastaavat kuormitusyhdistelyt siltä osin, kun ne ohjelman ominaisuuksiin kuuluivat. Esimerkiksi Staad ei luo käyttörajatilan yhdistelmiä, koska ohjelma ei käyttörajatilaa huomioi EC2-mukaisesti.

Taulukko 6.1: Palkin kuormitusyhdistelyt (Yhtälö 6.10)

PALKKI	Kuormitustapaus	Omapaino	Pysyvä	Hyöty	Piste
Yhdistelyt	Rajatila	KT1	KT2	KT3	KT4
1	MRT	1,35	1,35	-	-
2	MRT	1,35	1,35	1,5	-
3	MRT	1,35	1,35	1,5	1,05
4	MRT	1,35	1,35	-	1,5
5	MRT	1,35	1,35	1,05	1,5
6	MRT	1	1,35	-	-
7	MRT	1	1,35	1,5	-
8	MRT	1	1,35	1,5	1,05
9	MRT	1	1,35	-	1,5
10	MRT	1	1,35	1,05	1,5
11	MRT	1	1	-	-
12	MRT	1	1	1,5	-
13	MRT	1	1	1,5	1,05
14	MRT	1	1	-	1,5
15	MRT	1	1	1,05	1,5

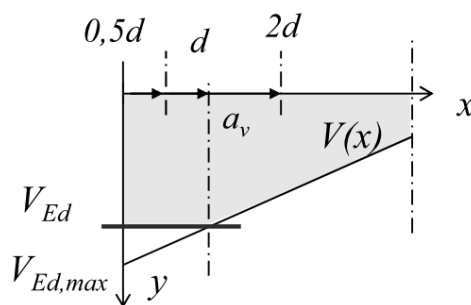
16	MRT	1,35	1	-	-
17	MRT	1,35	1	1,5	-
18	MRT	1,35	1	1,5	1,05
19	MRT	1,35	1	-	1,5
20	MRT	1,35	1	1,05	1,5
21	KRT - OMINAIS	1	1	-	-
22	KRT - OMINAIS	1	1	1	-
23	KRT - OMINAIS	1	1	1	0,7
24	KRT - OMINAIS	1	1	-	1
25	KRT - OMINAIS	1	1	0,7	1
26	KRT - TAVALLINEN	1	1	-	-
27	KRT - TAVALLINEN	1	1	0,5	-
28	KRT - TAVALLINEN	1	1	0,5	0,3
29	KRT - TAVALLINEN	1	1	-	0,5
30	KRT - TAVALLINEN	1	1	0,3	0,5
31	KRT - PITKÄAIKAINEN	1	1	-	-
32	KRT - PITKÄAIKAINEN	1	1	0,3	-
33	KRT - PITKÄAIKAINEN	1	1	0,3	0,3
34	KRT - PITKÄAIKAINEN	1	1	-	0,3

Kuvassa 6.1 on esitetty palkin leikkausvoimakuvaja verhokäyränä murtorajatilassa. Verhokäyrä tarkoittaa voimasuurekuvaajaa, jossa on huomioitu kaikki kuormitusyhdistelmät samalla kertaa, ja joka näin ollen edustaa maksimi- ja minimiarvoja kaikissa rakenteen pisteissä. Valkoisella pohjalla olevat arvot kuvaavat leikkausvoiman maksimi-arvoja kussakin kohdassa. Sinipohjaiset arvot ovat leikkausvoiman arvot määräävässä kohdassa palkkia.



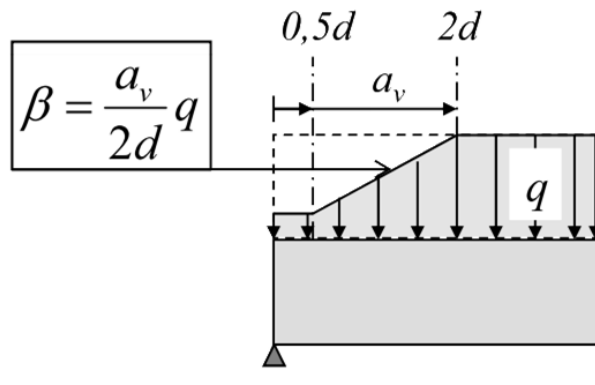
Kuva 6.1: Palkin leikkausvoimakuvaaja (vertailuarvo)

Kyseinen leikkausvoiman vähennys on tehty ottamalla määrääväksi arvoksi tuen reunasta tehollisen korkeuden d verran jänteelle päin menevä arvo kuvan 6.2 mukaisesti. EC2 toteaa lisävaatimuksena kyseisen vähennyksen käyttämiselle, että kuormat tulisi olla ”pääasiassa tasaisesti jakautunut” [6, § 6.2.1 (8)]. Kyseessä on tulkinnanvarainen sääntö, koska tarkastellussa rakenteessa on palkin vasemmassa kentässä pistekuorma keskellä jännettä. Vertailulaskelmissa kuitenkin on oletettu tämän säännön olevan oikeutettu tarkastellussa rakenteessa.



Kuva 6.2: Leikkausvoiman pienennys tuilla [15, s.5]

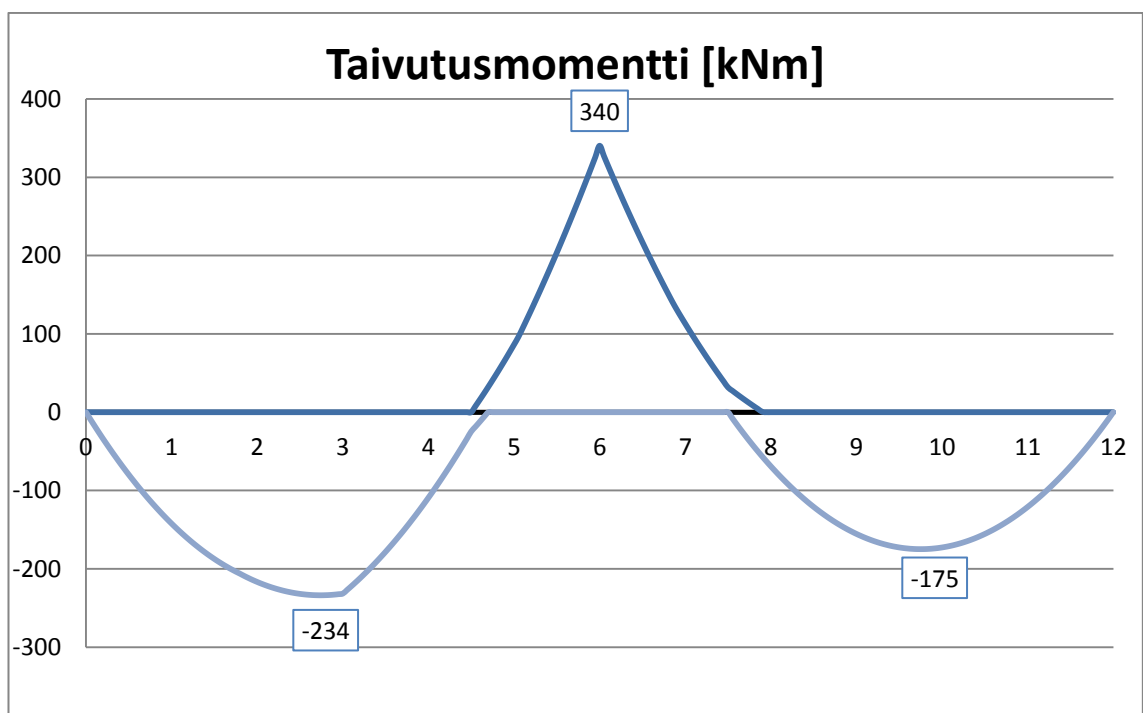
EC2-mukaisesti voidaan pienennys tehdä myös kuvassa 6.3 esitetyllä tavalla. Kuorman vaikutusta leikkausvoimaan V_{Ed} voidaan pienentää kertoimella β [6, § 6.2.3 (8)]. Tämä on ilman tietokoneohjelmia tai laskentapohjia työläämpi vaihtoehto kuin aikaisemmin esitetty, mistä syystä on päädytty vertailulaskelmissa ensimmäiseen tapaan. Tarkasteltujen ohjelmien kohdalla selvennetään millä perusteella ne leikkausvoimapintaa pienentävät.



Kuva 6.3: Leikkausvoiman pienennys tuilla, vaihtoehtoinen menetelmä [15, s.5]

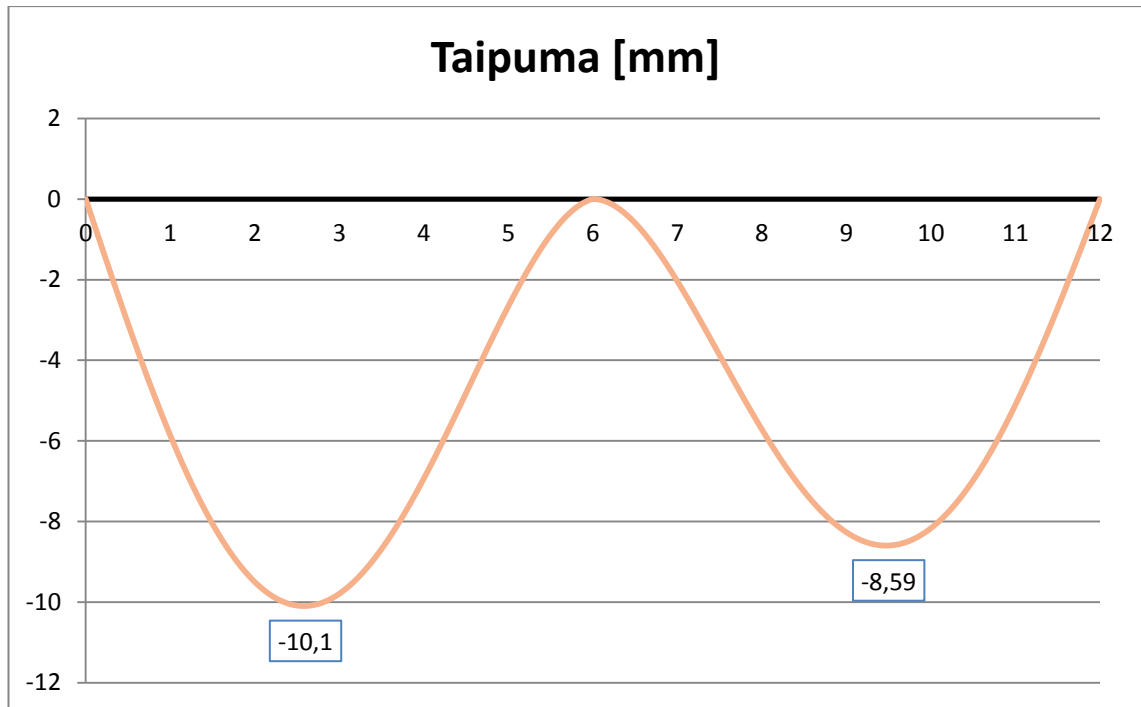
Jos kuormaa pienennetään edellä esitetyllä tavalla, on vetorausdoitus ankkuroitava tuelle täysin [6, § 6.2.3 (8)].

Kuvassa 6.4 on esitetty palkin taivutusmomenttikuvaaja verhokäyränä murtorajatilassa. Momenttia ei ole pyöristetty välituen kohdalla aiemmin esitetyllä tavalla.



Kuva 6.4: Palkin taivutusmomenttikuvaaja (vertailuarvo)

Kuvassa 6.5 on esitetty palkin taipumakuvaaja käyttörajatilassa verhokäyränä. Taipuman yhtälössä on käytetty muunnettua taivutusjäykkyyttä EI , joka on laskettu liitteessä D1.

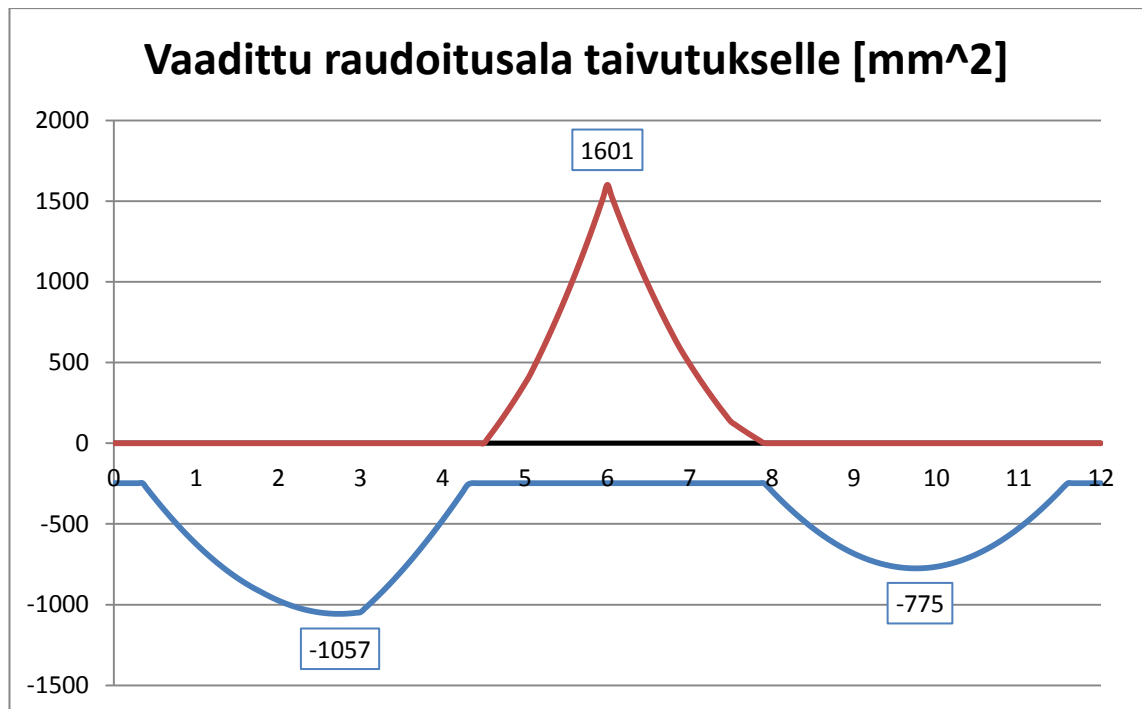


Kuva 6.5: Palkin taipumakuvaaja (vertailuarvo)

Kyseinen arvo on määritetty EC2:n mukaan: palkki on oletettu halkeilemattomaksi ja täysin halkeilleeksi, ja näiden kahden tilan perusteella on interpoloitu kaavaa 7.18 käyttämällä [6, § 7.4.3(7)].

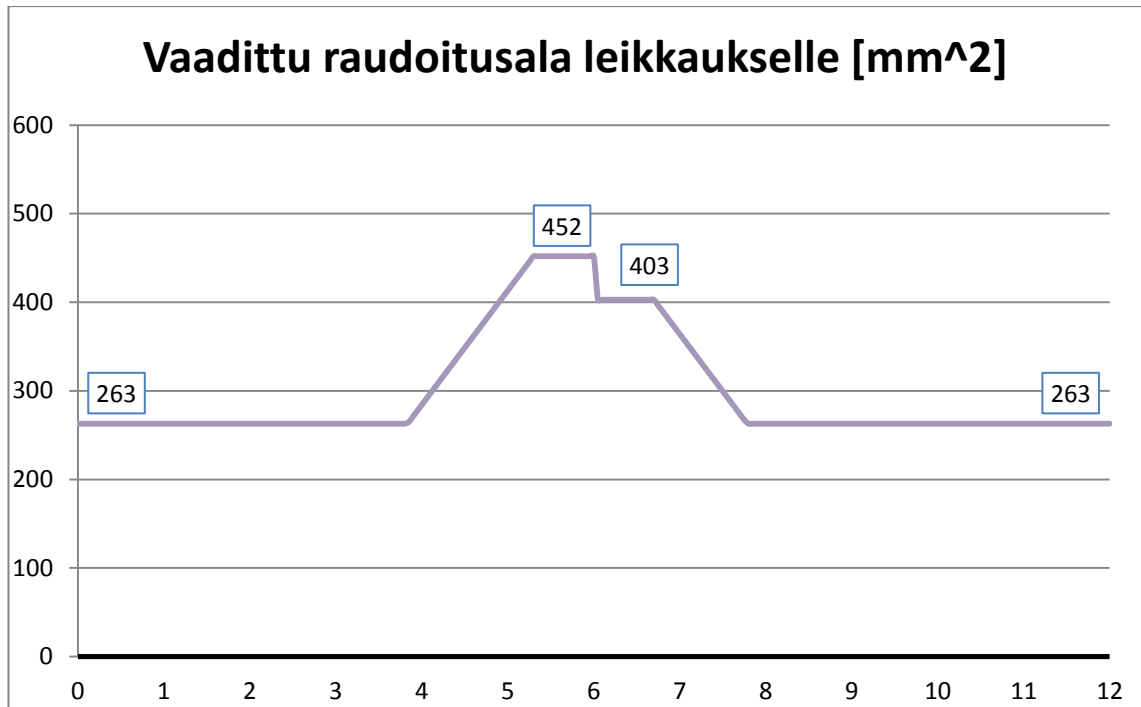
6.1.2 Raudoitus

Vertailuarvona palkin raudoitukselle käytetään Excel-taulukkolaskentaohjelmalla tehtyjä laskuja. Kuvassa 6.6 on esitetty saadut arvot verhoikäyränä raudoitusalalle murtorajatilassa niin palkin ylä- kuin alapinnassa, kun käytettävänä raudoitustangon halkaisijana on 20 mm molemmissa paarteissa. Liitteissä D1a ja D1b on osoitettu, että käyttörajatilan vaatimukset eivät muuta näitä arvoja tarkasteltujen pisteiden osalta. Käyrän arvoja ei ole muokattu huomioimalla raudoituksen ankkurointia lisävetovoiman vaikutuksesta, mutta tällä ei ole merkitystä esitettyihin maksimiarvoihin. Sen sijaan minimiraudoitus on huomioitu, ja sen vaikutus on nähtävillä käyrän alueilla, joissa taivutusmomentti on nolla. Tällöin vetoteräksiä ei tarvita kuin minimiraudoituksen verran.



Kuva 6.6: Vaadittu vetorautoitusala palkille (vertailuarvo)

Vaaditun leikkausraudoitusalan vertailuarvona käytetään aikaisempaa vetorautoitusalan kuvaajaa vastaavalla tavalla laadittua käyrää, joka on esitetty kuvassa 6.7. Käyrässä on huomioitu minimileikkausraudoitus EC2:n mukaan, joka tässä tapauksessa on noin 263 mm²/m. Lisäksi on otettu huomioon, että osa leikkausvoimasta tukien kohdalla kohdistuu suoraan tukiin, eikä näin ollen rasita palkkia leikkausvoimalla. Kyseinen leikkausvoiman pienennys tuilla on esitetty aiemmin leikkausraudoituksen mitoituksen yhteydessä. Käyrä noudattaa leikkausvoiman verhokäyrää.



Kuva 6.7: Vaadittu leikkausraudoitusala palkille (vertailuarvo)

Tarkasteltujen ohjelmien antamat tulokset palkille on koottu alla oleviin kahteen taulukkoon. Taulukko 6.2 esittää palkin vasemmanpuoleisen kentän tuloksia ja taulukko 6.4 keskituen tuloksia. Kentän määräävänä tuloksena on käytetty suurinta mahdollista vaadittua raudoitusala kentän kohdalla, ja keskituen tuloksina suurinta vaadittua raudoitusala keskituella täsmälleen palkin puoleissa välissä. Taulukon *vertailu*-sarakeessa on nähtävillä aikaisemmin Excel-käyrinä esitetyt tulokset, ja kaikkia ohjelmien antamia tuloksia on verrattu tähän niin sanottuun käsinlaskenta-arvoon.

Taulukoiden rivien merkitys on seuraava:

- $A_{s,vaad}$ on vaadittu vetoraudoitusala
- $A_{sw,vaad}$ on vaadittu leikkausraudoitusala
- $Ero_{A,s}$ on vaaditun vetoraudoitusalan ero vertailuarvoon
- $Ero_{A,sw}$ on vaaditun leikkausraudoitusalan ero vertailuarvoon
- n_{pt} on ohjelman ehdottaman raudoituksen vetotankojen lukumäärä
- d_{pt} on ohjelman ehdottaman raudoituksen vetotankojen halkaisija
- d_{sw} on ohjelman ehdottaman raudoituksen leikkausterästen halkaisija
- n_{sw} on ohjelman ehdottaman raudoituksen leikkausterästen jakoväli

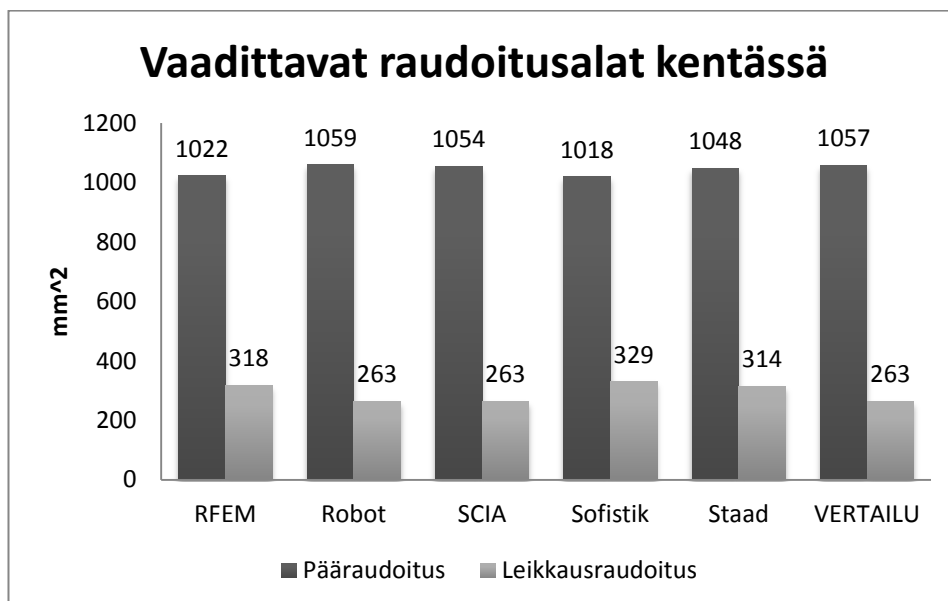
Ohjelmien ehdottamia raudoituksia huomattavasti tärkeämpi arvo on vaadittu raudoitus-pinta-ala niin veto- kuin leikkausterästenkin osalta. Tätä arvoa on myös verrattu *ero*-rivillä. Taulukon lisäksi vaaditut raudoitusalan arvot on myös listattu pylväsdiagrammin, kuvat 6.8 ja 6.9, muotoon sen havainnollisuuden ja selkeyden vuoksi. Kuten diagrammista ja taulukosta nähdään, palkin kenttä- ja tukiraudoituksen tulokset ovat 0...+6 prosentin sisällä vertailuarvosta. Huomionarvoista on myös, että pelkät vetoraudoituk-

sen tulokset ovat -4...0 prosentin sisällä vertailuarvosta. Ohjelmien tulokset palkin vetoja leikkausraudoitukselle on esitetty graafisesti kuvakaappauksina liitteissä C1-C5 ohjelmakohtaisesti. Staad ei esitä tuloksia graafisesti vaaditun raudoitusalan osalta, joten Staadin osalta liitteen tulokset on laadittu Excelillä käyttäen arvoina Staadin antamia taulukkoarvoja, jotta saadaan kaikkien ohjelmien tulokset samankaltaiseen muotoon. Lisäksi huomionarvoista on, että Robotin kuvaajan muoto eroaa muista tarkastelluista ohjelmista, mutta tällä ei ole vaikutusta huippuarvoihin. Kyseessä on leikkausvoiman lisävetovoiman huomioiminen vetoraudoituksessa, jonka vaikutusta ei voi kytkeä Robotin osalta pois päältä. Näin ollen vaaditun raudoitusalan käyrä on levitetty kohdan 5.2.2 mukaisesti.

Taulukko 6.2: Palkkitaulukko, kenttäraudoitus

KENTTÄ	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU	[yksikkö]
A,s,vaad	1022	1059	1054	1018	1048	1057	mm ²
A,sw,vaad	318	263	263	329	314	263	mm ²
Ero,A,s	-3 %	0 %	0 %	-4 %	-1 %		
Ero,A,sw	5 %	0 %	0 %	6 %	5 %		
n.pt	4	4	4	-	4	4	kpl
d.pt	20	20	20	-	20	20	mm
d.sw	8	8	8	-	8	8	mm
s,sw	294	280	382	-	300	380	mm
A,s,tod	1257	1257	1257	1018	1257	1257	mm ²
A,sw,tod	342	359	263	329	335	265	mm ²

Kuva 6.8: Palkin kenttäraudoituksen vertailu pylväsdiagrammina



Selitys näille eroille löytyy ohjelmien tavasta käsitellä sisäistä momenttivartta tarkastelluissa kohdissa, sekä käytetystä taivutusmomentin maksimiarvosta. Tankokoko vaikuttaa suoraan sisäiseen momenttivarteeseen, koska vetoraudoituksen painopiste siirtyy tangon halkaisijan mukaisesti ylös- tai alaspäin poikkileikkauksessa. Palkin kuormat ja mitat ovat sellaiset, että käyttörajatilamitoitus ei lisää murtorajatilassa vaadittavia raudoituspäästöjä, kuten liitteissä D1a ja D1b on osoitettu. Yhtenä tekijänä eroihin on myös, että kaikissa ohjelmissa ei puristusraudoituksen vaikutusta poikkileikkauksen taivutuskestävyyteen voi jättää huomiotta. Lisäksi Sofistikin ja RFEM:n tuloksiin vaikuttaa niiden käyttämä aiemmin esitelty myötölujittuva betoniteräksen materiaalmalli. Tätä ei kyseisissä ohjelmissa voi yksinkertaisella asetuksella vaihtaa, vaan on luotava uusi materiaali, jossa asetukset on viritetty siten, että betoniteräs käyttäytyy kuten tämän työn rajauksessa on määritelty.

Taulukossa 6.3 on esitetty ohjelmittain taivutusmomentin huippuarvot palkille. Tulokset ovat yhden -1...0 prosentin sisällä vertailuarvosta, mutta silti selittävät osaltaan vetoraudoituksen vaaditun alan eroja ohjelmien välillä. Taulukon arvot on ilmoitettu ilman desimaaleja, mutta eroarvot on laskettu kahden desimaalin tarkkuudella. Pyöristyksestä johtuvat erot ovat kuitenkin merkityksettömän pieniä. RFEM:n, SCIA:n ja Staadin maksimitaivutusmomenttien erot vertailuarvoon korreloivat vaaditun raudoitustilan eron kanssa, vaikka eivät täysin eroa selitäkään.

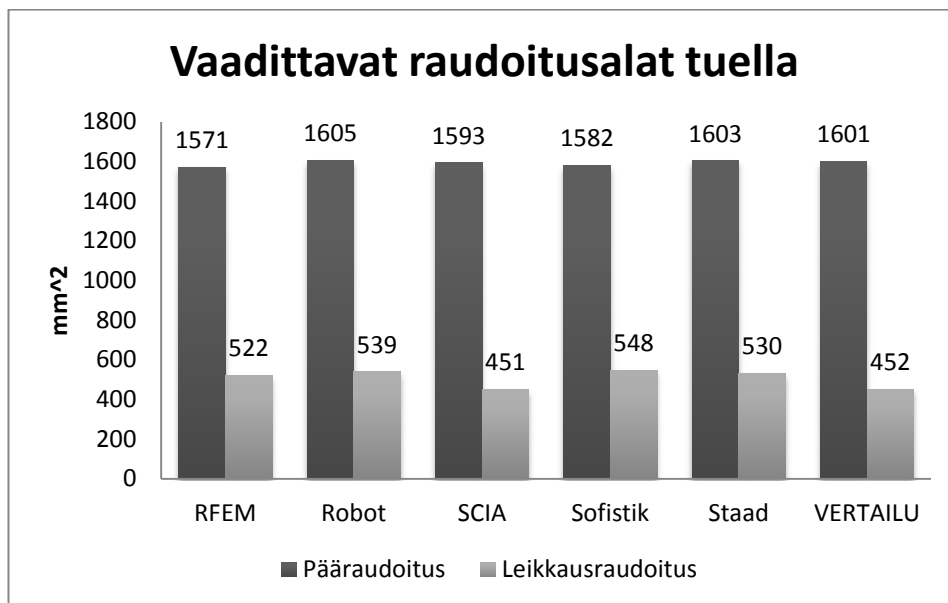
Taulukko 6.3: Taivutusmomentin huippuarvot palkille

M,Ed	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU	[yksikkö]
Kenttä	233	233	233	232	232	234	kNm
Tuki	338	340	337	340	337	340	kNm
Ero, k	0 %	0 %	-1 %	-1 %	-1 %		
Ero, t	-1 %	0 %	-1 %	0 %	-1 %		

Staad käyttää betonin tilavuuspainona arvoa 2408 kg/m^3 , mistä johtuen Staadin taivutusmomentin huippuarvot ovat vertailun pienimmät. Betonin painon vaihtelu ohjelmien välillä selittää taivutusmomentin huippuarvojen eroja. Toinen tekijä on, kuinka moneen osaan ohjelma palkin jakaa ja näin ollen millä välein ilmoitetut arvot ovat. Jos ohjelma antaa valita osien määrän, johon palkki jaetaan, on valittu 10 osaa jännettä kohti. Tällä ei kuitenkaan ole merkitystä tukimomentin osalta, koska jokainen ohjelma jakaa palkin siten, että jänteen viimeinen elementti päättyy keskituen kohdalla ja näin ollen ilmoitettu arvo vastaa täsmälleen palkin keskipisteen arvoa.

Taulukko 6.4: Palkkitaulukko, tukiraudoitus

TUKI	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU	[yksikkö]
<i>A,s,vaad</i>	1571	1605	1593	1582	1603	1601	mm ²
<i>A,sw,vaad</i>	522	539	451	548	530	452	mm ²
<i>Ero,A,s</i>	-2 %	0 %	0 %	-1 %	0 %		
<i>Ero,A,sw</i>	4 %	5 %	0 %	6 %	5 %		
<i>n.pt</i>	4	4	6	-	2	4	kpl
<i>d.pt</i>	25	25	20	-	32	25	mm
<i>d.sw</i>	8	8	8	-	8	8	mm
<i>s,sw</i>	192	180	223	-	175	380	mm
<i>A,s,tod</i>	1963	1963	1885	1582	1608	1963	mm ²
<i>A,sw,tod</i>	524	559	451	548	574	265	mm ²

**Kuva 6.9:** Palkin tukiraudoituksen vertailu pylväsdiagrammina

Erot leikkausraudoituksen vaaditussa alassa johtuvat ohjelmien tavasta käsitellä leikkausvoiman pienennystä. Sofistik ei pienennä leikkausvoimaa tukien lähellä lainkaan, josta johtuen sen tulos vaaditusta leikkausraudoituksen alasta on suurin. Staad käyttää määrävänä leikkausvoiman arvona tuen reunan kohdalla olevaa arvoa, mistä johtuu sen vertailuarvoa suurempi tulos. SCIA antaa käyttäjälle mahdollisuuden valita leikkausvoiman pienennyksen kolmella tavalla: ei lainkaan pienennystä, pienennys tuen reunaan asti, tai pienennys tuen reunasta $d:n$ verran kenttään päin. Tästä syystä SCIAN arvo on täsmälleen sama kuin vertailutuloksessa, jossa käytettiin näistä vaihtoehdoista jälkimmäistä. Robot pienentää käyttäjän niin halutessa leikkausvoimaa tukien lähellä kuten vertailuarvonkin osalta on tehty. Lisänä tähän on, että pienennetty leikkausvoima ei pysy tukien lähellä täysin tasaisena, vaan kasvaa lineaarisesti suhteellisen pienellä kulmakertoimella: tarkastellun palkin keskituen tapauksessa arvosta 244 kN arvoon 252 kN ja pieneminen alkaa $d:n$ päässä tuen reunasta. Tuntemattomasta syystä Robot kui-

tenkin valitsee vaaditun leikkausraudoitusalan leikkausvoiman ääriarvon mukaiseksi. Ohjelman käyttöohjeesta tai tukifoorumilta ei selitystä tähän löytynyt. Kyseessä on toki turvallisella puolella oleva tulos. Mahdollinen syy voi olla joko ohjelmointivirhe Robotin osalta tai käyttäjävirhe. RFEM pienentää tukimomenttia edellä esitetyllä vaihtoehtoisella tavalla, kuten liitteenä olevasta käyrästä selviää. Tämä selittää RFEM:n leikkausraudoitusarvon eron vertailuarvoon.

Vertailtaessa tulosten eroja vertailuarvoon havaitaan, että SCIA suoriutuu yksinkertaisesti eroprosenttien suhteen parhaiten. Kyseessä on kuitenkin neljän muunkin ohjelman osalta niin vertailuarvoa lähellä oleva tulos, ettei ole mielekasta nostaa yhtä ohjelmaa toisen edelle. Painoarvoa on annettava sille, miten kattavasti ohjelma Eurokoodin mukaiset tarkastelut osaa suorittaa. Aikaisemmin esitetystä ominaisuuslistasta ohjelmitain havaitaan, että kaikki tarkastellut ohjelmat Staadia lukuun ottamatta huomioivat käyttörajatilan tarkastukset.

6.2 Pilari

6.2.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet

Pilari on kuormitettu puristavilla normaalivoimilla ja tuulikuorman aiheuttamalla taivutusmomentilla. Lisäksi taivutusmomenttia aiheutuu sauvan akselin suuntaisen kuormituksen epäkeskisyydestä e . Murto- ja käyttörajatilan kuormitusyhdistelyissä pysyvät kuormat vaikuttavat jokaisessa tapauksessa sauvaan, ainoastaan niiden osavarmuuskerroin $\gamma_{G,j}$ vaihtelee epäedullisen 1,35 ja edullisen 1,0 kesken liitteen 2 mukaan. Pääasiallista taivutusmomenttia aiheuttavan tuulikuorman osavarmuuskerroin puolestaan vaihtelee arvojen 0; 0,9; ja 1,5 kesken, joista keskimääräinen on kerrottu liitteen 1 mukaisella tuulikuorman yhdistelykertoimella ψ_0 . Kuten kohdassa 5.2.3 todettiin, yhdistetyn puristavan ja taivuttavan rasiustilan alaisena teräsbetonipoikkileikkauksen mitoittava kuormitustapaus ei ole yksiselitteisesti määrätty. Pilarin mitoittaa se kuormitustapaus, jossa puristavan normaalivoiman ja taivutusmomentin yhdistelmä antaa määräävimmän vaikutuksen poikkileikkauksen raudoitukselle ja dimensioille sekä materiaaliominaisuuksille. Tarkastellun pilarin tapauksessa voidaan arvioida, että mitoittava tapaus löytyy joko tilanteesta, jossa:

- normaalivoima ja taivutusmomentti on maksimoitu tai
- normaalivoima on minimoitu ja taivutusmomentti maksimoitu.

Tässä kohtaa normaalivoiman ja taivutusmomentin maksimoinnilla tai minimoinnilla ei tarkoiteta suoranaisesti tilannetta, jossa molemmat vaikuttavat yhtä aikaa enimmäisarvonsa suuruisena. Kyse on sen kuormitustapauksen löytämisestä, joka antaa määräävän vaikutuksen. Mitoittavien voimasuureiden löytäminen vaatii kaikkien mahdollisten kuormitusyhdistelyiden tarkastelua tai vaihtoehtoisesti poimimalla yhdistelyistä ainoastaan ne, joiden voidaan olettaa aiheuttavan mitoittavan rasiustilan. Yhdistelykertoimilla on huomioitu, että tuuli ja hyötykuorma samanaikaisesti vaikuttavina muuttuvina kuor-

mina eivät vaikuta täysimääräisinä samaan aikaan. Kun tuuli on suurimmillaan, hyötykuorman oletetaan olevan yhdistelykertoimen ψ_0 arvoisesti maksimiaan pienempi ja päinvastoin. Koska tarkastellussa tapauksessa vaikuttaa vain kaksi muuttuvaa kuormaa, voidaan pilarin mitoittavat kuormitusyhdistelyt määrittää kolmella yhdistelyllä alla olevan mukaisesti:

- $1,35G_k + 1,5Q_{k,hyöty} + 0,9q_{k,tuuli}$,
- $1,35G_k + 1,05Q_{k,hyöty} + 1,5q_{k,tuuli}$ tai
- $1,0G_k + 1,5q_{k,tuuli}$,

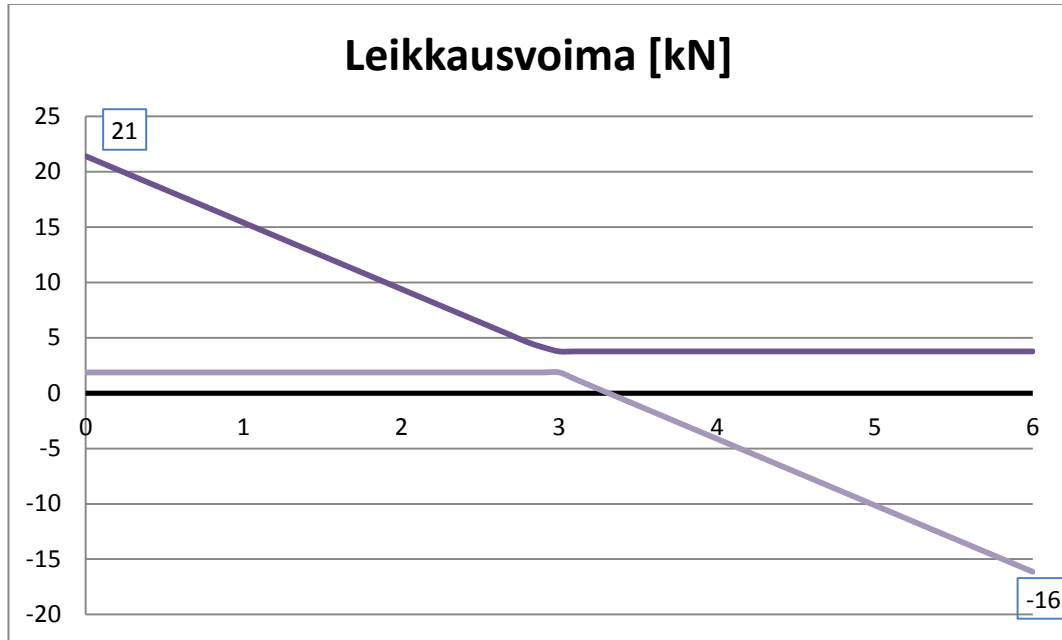
joissa pysyvään kuormaan kuuluu niin pilarin omapaino kuin yläpuolisilta rakenteilta tuleva pysyvä kuorma.

Taulukossa 6.5 on esitetty kaikki pilarin kuormitusyhdistelyt murto- ja käyttörajatiloissa. Kaikki vertaillut ohjelmat muodostivat vastaavat kuormitusyhdistelyt siltä osin, kun ne ohjelman ominaisuuksiin kuuluivat. Esimerkiksi Staad ei luo käyttörajatilan yhdistelmiä, koska ohjelma ei käyttörajatilaa huomioi EC2-mukaisesti.

Taulukko 6.5: Pilarin kuormitusyhdistelyt (Yhtälö 6.10)

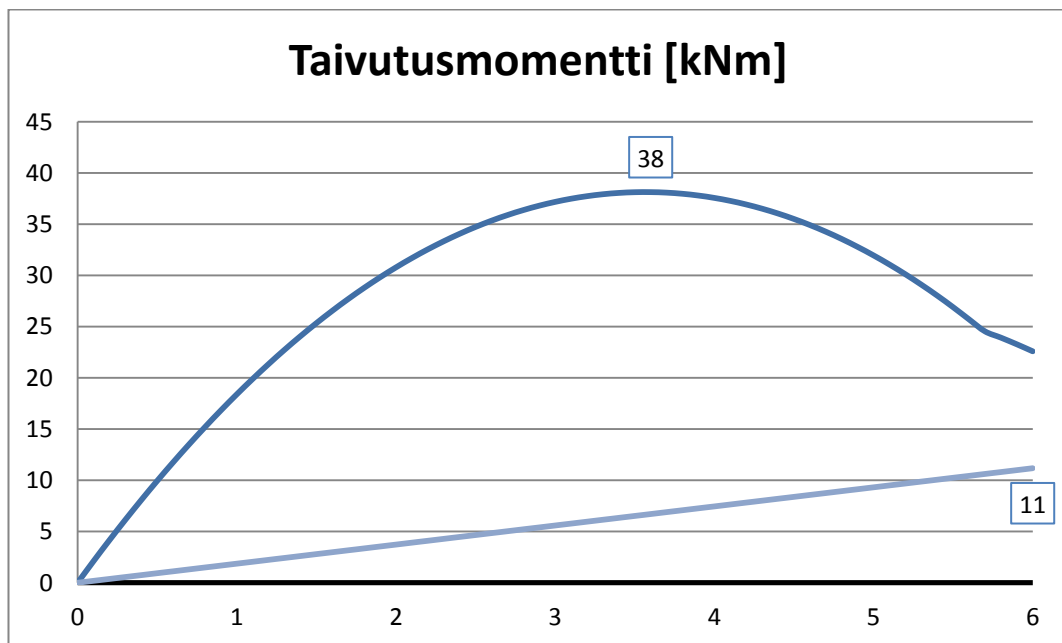
PILARI	Kuormitustapaus	Omapaino	Pysyvä	Hyöty	Tuuli
Yhdistelyt	Rajatila	KT1	KT2	KT3	KT4
1	MRT	1,35	1,35	-	-
2	MRT	1,35	1,35	1,50	-
3	MRT	1,35	1,35	1,50	0,90
4	MRT	1,35	1,35	-	1,50
5	MRT	1,35	1,35	1,05	1,50
6	MRT	1,00	1,00	-	-
7	MRT	1,00	1,00	1,50	-
8	MRT	1,00	1,00	1,50	0,90
9	MRT	1,00	1,00	-	1,50
10	MRT	1,00	1,00	1,05	1,50
11	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	-	-
12	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	1,00	-
13	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	1,00	0,60
14	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	-	1,00
15	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	0,70	1,00
16	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	-	-
17	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	0,50	-
18	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	0,50	0,00
19	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	-	0,20
20	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	0,30	0,20
21	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	-	-
22	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	0,30	-
23	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	0,30	0,00
24	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	-	0,00

Kuvassa 6.10 on esitetty pilarin leikkausvoimakuvaja verhokäyränä murtorajatilassa. Kuormitusyhdistely nro. 5 tuottaa suurimman leikkausvoiman pilarin alapäähän ja yhdistely nro. 9 suurimman yläpäähän.



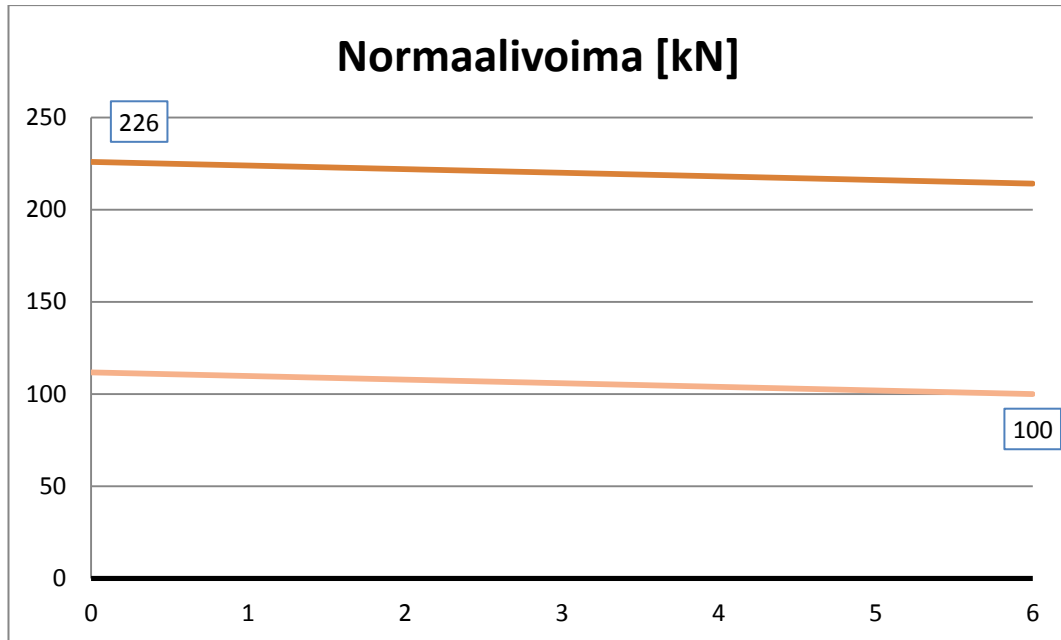
Kuva 6.10: Pilarin leikkausvoimakuvaja

Kuvassa 6.11 on esitetty pilarin taivutusmomenttikuvaja verhokäyränä murtorajatilassa. Tuulikuormattomalla kuormitusyhdistelmällä taivutusmomenttipinta muuttuu suoraviivaisesti pelkästään fyysisten epäkeskisyyksien vuoksi ja tuottaa taivutusmomentin minimiarvoja vastaavan käyrän.



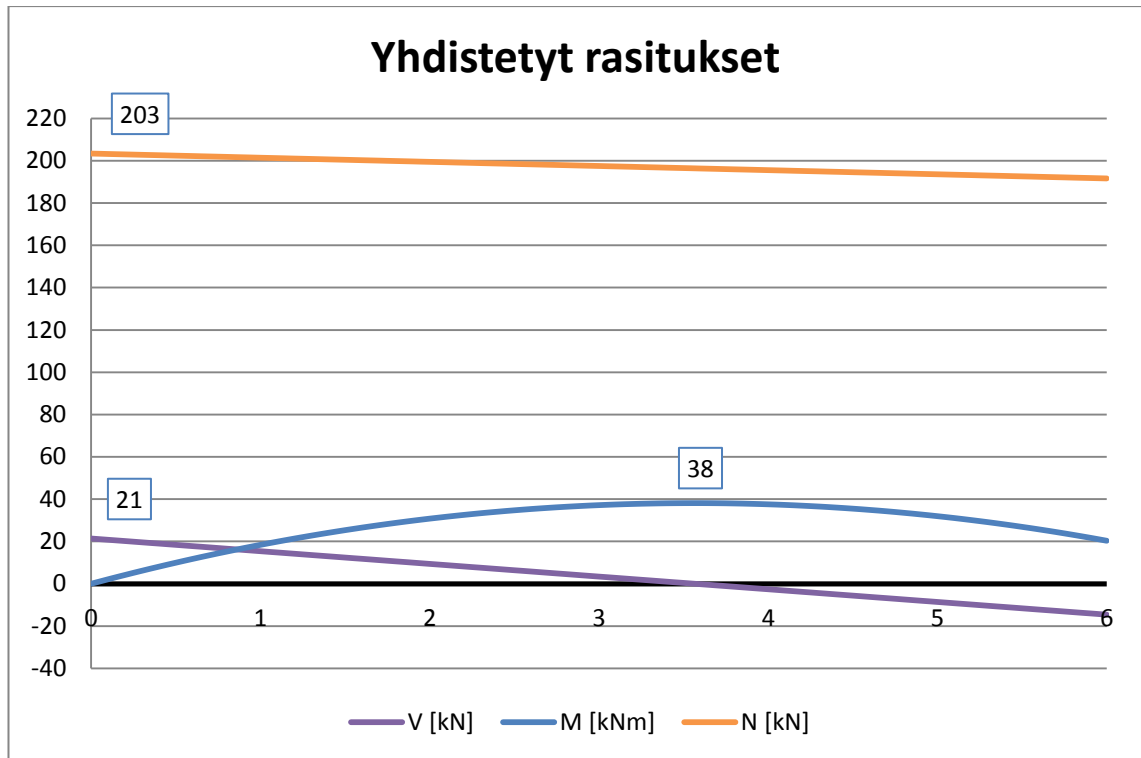
Kuva 6.11: Pilarin taivutusmomenttikuvaja

Kuvassa 6.12 on esitetty pilarin normaalivoimakuvaaja verhoikäyränä murtorajatilassa. Pilarin mitoituksen kannalta on välttämätöntä ymmärtää normaalivoiman ja taivutusmomentin rasittaman poikkileikkauksen toiminta ja kuormitusyhdistelyiden valinnan tärkeys. Kuvaajasta nähdään, että normaalivoima kasvaa pilarin yläpäästä tyveen tultaessa poikkileikkauksen omapainon kasaantuessa tarkasteltavaan pisteeseen.



Kuva 6.12: Pilarin normaalivoimakuvaaja

Aikaisemmin korostettua pilarin yhteysvaikutusta varten on laadittu edellisiä kuvaajia vastaava Excel-kuvaaja ja toiminto, jolla kuvaajaan voidaan kutsua mikä tahansa määritellyistä kuormitusyhdistelmistä. Kuvaaja esittää niin normaali- ja leikkausvoiman kuin taivutusmomentinkin kyseisen kuormitusyhdistelmän vaikuttaessa. Kuvassa 6.13 on yhdistetyt rasitukset kuormitusyhdistelystä nro. 5, joka on yksi mitoittavista yhdistelyistä.



Kuva 6.13: Pilarin yhdistettyjen rasitusten kuvaaja (kuormitusyhdistely 5)

Kuvaajasta nähdään, että mitoittava poikkileikkaus on oletettavasti noin 3,5-4 metriä pilarin tyvestä ylöspäin. Tässä kohdassa taivutusmomentti on huipussaan ja toisaalta normaalivoima maksimoitu. Vaikka normaalivoiman huippuarvo onkin pilarin tyvessä, on se kohdassa 3,5 m ainoastaan pilarin omapainon vaikutuksen verran pienempi. Kuormat yläpuolisilta rakenteilta ovat huomattavasti omapainoa merkittävämmät.

6.2.2 Raudoitus

Ohjelmien ja vertailulaskelmien antamat tulokset on esitetty taulukossa 6.6. Taulukossa punainen merkintä tarkoittaa, että ohjelma ei anna tuloksissaan tai raporteissaan tietoa käytetystä solun arvosta. Keltaisella värillä on kuvattu ne parametrit, jotka ohjelmalla on syötetty käsin. Tämä siksi, että kaikki ohjelmat eivät jokaista parametria osaa automaattisesti määrittää. Taulukosta on selvästi nähtävissä, että erot ohjelmien antamissa tulosraporteissa ovat merkittävät. Vertailluista ohjelmista vähiten laskennan välivaiheista ja käytetyistä parametreista kertoo Sofistik. Tämä on tulosten tarkastamisen kannalta rajoittava piirre verrattuna täysin avoimeen laskentaan, jossa käyttäjä voi kohta kohdalta nähdä, miten mihinkin tulokseen on päädytty. Toisena ääripäänä tulosten kattavuudessa on RFEM. Kyseisen pilaritaulukon arvot on valittu siten, että ne osoittaisivat paitsi lopputuloksen, myös välivaiheen eroavaisuudet.

Taulukoiden rivien merkitys on seuraava:

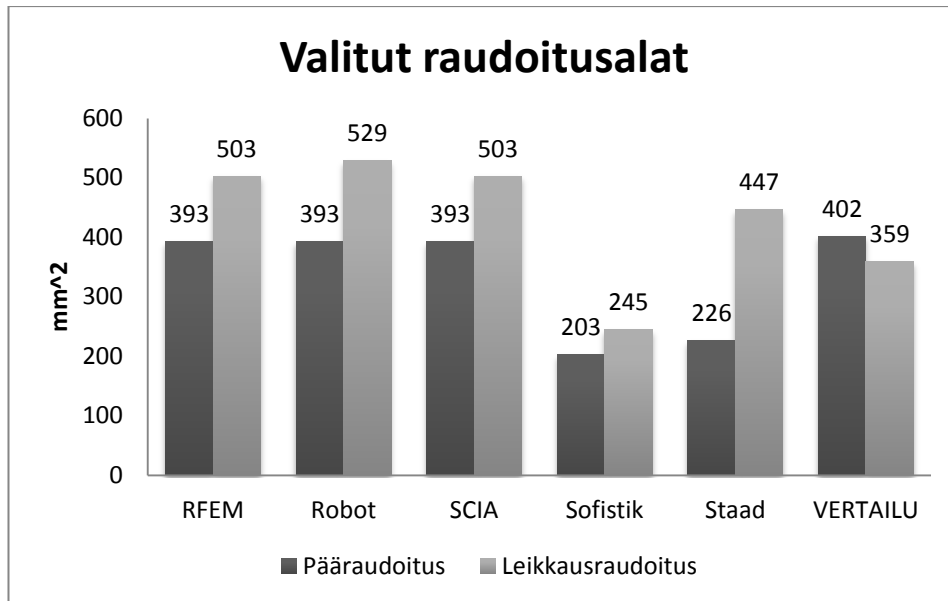
- β on nurjahduskerroin
- λ on hoikkuusluku
- $\varphi(t, t_0)$ on virumaluku

- φ_{eff} on tehollinen virumaluku
- e_2 on toisen kertaluvun epäkeskisyys
- A , B ja C ovat rajahoikkuusluvun parametreja
- r_m on rajahoikkuusluvun parametri
- λ_{lim} on rajahoikkuusluku
- M_{Ed} on taivutusmomentin mitoitusarvo määräävässä poikkileikkauksessa
- N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo määräävässä poikkileikkauksessa
- V_{Ed} on leikkausvoiman mitoitusarvo määräävässä poikkileikkauksessa
- $A_{s,vaad}$ on vaadittu vetorautoituspinta-ala
- $A_{sw,vaad}$ on vaadittu leikkausraudoituspinta-ala
- n_{pt} on valittujen päätankojen lukumäärä / pilarin puoli
- d_{pt} on valittujen päätankojen halkaisija
- d_{sw} on valittujen hakojen halkaisija
- s_{sw} on valittujen hakojen jakoväli
- $A_{s,tod}$ on valittu vetorautoituspinta-ala
- $A_{sw,tod}$ on valittu leikkausraudoituspinta-ala
- $Ero_{A,s}$ on valitun vetorautoitusalan ero vertailuarvoon
- $Ero_{A,sw}$ on valitun leikkausraudoitusalan ero vertailuarvoon

Taulukko 6.6: Pilaritaulukko

PILARI	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU	[yksikkö]
θ	1	1	1	-	1	1	
λ	74,2	74,2	74,2	-	74,2	74,2	
$\varphi,(t,t_0)$	2,48	2,5	2,48	-	2,48	2,48	
φ,ef	0,1	1,6	-	-	-	0,5	
$e,2$	73	77	-	-	76	77	mm
A	1,0	-	-	-	0,7	0,9	
B	1,2	-	-	-	1,1	1,2	
C	0,7	-	-	-	0,7	0,7	
r,m	1	-	-	-	-	1	
λ,lim	47,0	35,5	33,7	-	27,6	42,4	
M,Ed	55,5	55,0	54,4	31,9	30,7	53,6	kNm
N,Ed	194,1	203,3	194,5	104,9	225,3	203,0	kN
V,Ed	22	-	-	21,1	19,7	21	kN
$A,s,vaad$	390	-	379	203	-	-	mm ²
$A,sw,vaad$	503	-	-	245	-	-	mm ²
$n.pt$	5	5	5	-	2	2	kpl
$d.pt$	10	10	10	-	12	16	mm
$d.sw$	8	8	8	-	8	8	mm
s,sw	200	190	200	-	225	280	mm
A,s,tod	393	393	393	203	226	402	mm ²
A,sw,tod	503	529	503	245	447	359	mm ²
Ero,A,s	-2 %	-2 %	-2 %	-50 %	-44 %		
Ero,A,sw	40 %	47 %	40 %	-32 %	24 %		
						-	ei näy
							syötetty

Saman taulukon mukaiset tulokset valituille raudoitusmäärille on erikseen havainnollistettu kuvan 6.14 pylväsdigrammissa, josta nähdään selkeästi mihin raudoituspin-ta-aloihin ohjelmat ja vertailulaskelma ovat päätyneet. Pylväsdigrammi osoittaa selviä eroja ohjelmien tuloksissa, mutta huolellinen analyysi osoittaa, että erot ovat perustelta-vissa ja että tulosten tulkinta on pikaista vilkaisua monisyisempi. Kaikkien ohjelmien määräävä poikkileikkaus niin yhdistetyn normaalivoiman ja taivutusmomentin kuin leikkausvoimankin osalta osoittautui samaksi.



Kuva 6.14: Pilarin pää- ja leikkausraudoituksen vertailu pylväsdiagrammina

Tuloksista nähdään pääraudoituksen osalta selkeimmin Sofistikin ja Staadin muita tuloksia huomattavasti pienempi valittu raudoitusala. Muut ohjelmat valitsevat -2...0 prosentin sisällä vertailuarvosta saman pääraudoitusalan. Tämä selvä ero johtuu Sofistikin osalta siitä, että ohjelma ei huomioi toisen kertaluvun vaikutuksia pilarin mitoitusmomenttiin nimellisen kaarevuuden menetelmällä, kuten kaikki muut ohjelmat. Tämä on EC2-mukainen toisen kertaluvun yksinkertaistettu menetelmä, jolla pyritään rakenteen todellista toimintaa vastaavaan – mutta varmalle puolelle menevään – toisen kertaluvun epäkeskisyyssarvoon e_2 . Vaikka Sofistik tällä osa-alueella ei suunnittelunormia noudata, on huomionarvioista, että ohjelmalla on mahdollista mitoittaa pilarit useamman kertaluvun analyysillä epälineaaristen suunnittelumoduulien avulla. Tämä ominaisuus on myös esimerkiksi RFEM:ssä, mutta tämän työn rajaukseen kuuluu norminmukainen tarkastelu nimellisen kaarevuuden menetelmällä. Näin ollen tarkempia menetelmiä ei ole huomioitu kuin huomautuksen muodossa, vaikka ne ovatkin norminmukaisia. EC2 toteaa pilarin analyysimenetelmiksi yleisen menetelmän, joka perustuu epälineaariin toisen kertaluvun analyysiin, sekä yksinkertaistetut menetelmät, jotka perustuvat nimelliseen jäykkyyteen ja nimelliseen kaarevuuteen [6, § 5.8.5 (1)]. Lisäksi Sofistikin tulokseen vaikuttaa sen käyttämä aiemmin esitelty myötölujittuva betoniteräksen materiaalityyppi.

Staadin antama pienempi raudoitusala johtuu siitä, että ohjelma ei käsittele pilareita sivusiirtyvinä, vaikka antaakin käyttäjälle vapauden valita mitoitusasetuksissa, onko pilari sivusiirtyvä vai –siirtymätön molemmissa tarkastelusuunnissa erikseen. Tämä vaikuttaa ohjelmointivirheeltä kyseisessä ohjelmaversiossa, koska valinta ei vaikuttanut ohjelman laskentaan mitoittavan momentin osalta. EC2 toteaa seuraavaa: ”Kun sauvan päiden välillä ei vaikuta kuormia ja ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadut momentit M_{01} ja M_{02} poikkeavat toisistaan, ne voidaan korvata ekvivalentilla vakiomomentilla M_{0e} ” [6, § 5.8.8.2 (2)]. Ekvivalentti vakiomomentti lasketaan kaavalla:

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02}. \quad (6.1)$$

Kaavan arvot M_{01} ja M_{02} valitaan siten, että M_{02} on itseisarvoltaan M_{01} :n itseisarvoa suurempi. Staad käyttää tätä kaavaa siitä huolimatta, että pilaria kuormittaa tuulesta aiheutuva viivakuorma sen janteen matkalla. Mitoittavan momentin pitäisi kuitenkin olla ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadun mitoitusmomentin ja toisen kertaluvun epäkeskisyyden aiheuttaman lisämomentin summa. Ensimmäisen kertaluvun momentissa on lisäksi epätarkkuuksien vaikutus mukana. Kuten kaavasta (6.1) nähdään, janteen maksimimomentti ei tule mitoittavaksi Staadin laskennassa, vaan pilarin pään suurempaa momenttia pienennetään kertoimella 0,6. Tästä johtuen toisen ja kertaluvun vaikutuksen huomioiva mitoitusmomentti on pienempi kuin sivusiirtyvällä pilarilla pitäisi olla, joka johtaa pienempään raudoitusalaan kuin muilla ohjelmilla, pois lukien Sofistik.

Mikäli ohjelmille antaa mahdollisuuden valita itse sopiva tankokoko pääraudoitukselle, käy ilmi, että esimerkiksi SCIA valitsee yksiaksiaalisen taivutuksen tapauksessa 16 kappaletta 8 mm:n tankoja ja sijoittaa ne mahdollisimman kauas taivutusmomentin akselist. Kuten SCIA:ssa, myös muissa ohjelmissa käyttäjä voi ohjata tankokoon ja sijoittelun valintaa. Mikäli SCIA:ssa valitaan esimerkiksi *only corner design*, ovat tulokset samat kuin vertailulaskelmissa, eli 4 kappaletta 16 mm:n tankoja jokaiseen kulmaan asetettuna. Kyse on tulkinnasta ja käyttäjän valinnasta, mikä tankokoko ja sijoittelu toimii missäkin tilanteessa parhaiten. Jos huomioi työtekniset seikat, kuten raudoituksen asettelun ja sitomisen valumuottiin sekä mahdollisten kiinnityslevyjen ja muiden valutarvikkeiden sekä läpivientien asettelun pilariin, on perusteltua asettaa raudoitustangot ainoastaan pilarin kulmiin – jos mahdollista. Käyttäjän vastuulle jää hyvän rakennustavan mukaisen raudoitusratkaisun valinta, jotta varmistetaan turvallisen ja tehokkaan rakennesuunnittelun toteutuminen. Edellä mainituista syistä on tärkeää, että ohjelmat esittäisivät selkeästi vaaditun raudoitusalan. Jos näin ei ole ja ohjelma valitsee itse raudoituksen sijoittelun poikkileikkaukseen, on mahdollista, että käyttäjältä hämärtyy käsitys rakenteen tarpeellisesta kapasiteetista ja käyttöön otetaan puhtaasti ohjelman osittain tulkinnanvaraistenkin parametrien kautta saatu ratkaisu. Vaadittu raudoitusala ei kuitenkaan ole absoluuttinen tulos, vaan sen arvo riippuu valitusta tankokoosta.

Vertailuarvosta poiketen RFEM, Robot ja SCIA päätyvät pääraudoitukseen, jossa sijoitetaan 10 kappaletta 10-millisiä tankoja jaettuna molemmin puolin pilaria taivutusmomentin suunnassa, eli viisi tankoa per puoli. Tämä on lujuusopillisesti toimiva raudoitus, mutta kapasiteetiltaan riittävä vain tämän yhden suunnan taivutuksessa käytetyille kuormille. Kapasiteetiltaan tasaisemmin jakaantunut tulos on valittu vertailuarvon tankosijoittelussa, jossa käytetään neljää 16-millistä tankoa poikkileikkauksen nurkissa. Käytettävä raudoitusala on 9 mm² suurempi kuin edellä mainitulla 10-millisten tankojen vaihtoehdolla ja lisähyötynä saadaan poikkileikkaus, joka kestää samat rasitukset molemmissa tarkastelusuunnissa. Tämän lisäksi myös tilaa valutarvikkeille ja täytyykselle jää enemmän, kuten aikaisemmin on todettu. Vaikka mainitut kolme ohjelmaa ovat valinneet käytettäväksi useampitankoisen ratkaisun, myös neljään 16-milliseen tankoon

voidaan päätyä kyseisillä ohjelmilla. Kyse on asetuksista ja käyttäjän valinnoista – ei ohjelman rajallisuudesta. Tässä työssä on annettu ohjelmille vapaus valita tankojen sijoittelu tasaisesti jaetusta nurkkiin sijoittamiseen, jotta osoitetaan käyttäjän rooli ohjelman asetusten ohjaamisessa ja tuloksen valinnassa. Taivutetulle teräsbetonipoikkileikkaukselle on luonteenomaista, että mahdollisia toimivia ratkaisuja on useampia kuin yksi. Kehitysideana voidaan esittää toiminto, jossa ohjelma antaisi käyttäjän valita esimerkiksi kolmesta eri toimivasta raudoitusvaihtoehdosta haluamansa. Nyt tarkastelluilla ohjelmilla raudoitusvalintojen vertailu on suhteellisen hidasta verrattuna esitettyyn toimintoon.

Pilarin leikkausraudoitusta, eli hakateräksiä, määrittäessä EC2 määrittelee hakavälin enimmäisarvot siten, että suurin seuraavista arvoista valitaan maksimiksi:

- 20 kertaa päätankojen pienin halkaisija
- pilarin pienin sivumitta
- 400mm [6, § 9.5.3 (3)].

Näin ollen hakavälin enimmäisarvo on riippuvainen valitusta pääraudoituksen tankokoosta. Tämä selittää ohjelmien antamien leikkausterästen pinta-alojen erot. RFEM ja SCIA käyttävät 10-millimetrinen päätankojen mukaista enimmäishakaväliä 200 mm. Vaikka Robot käyttää samaa päätankohalkaisijaa, se valitsee tuntemattomasta syystä hakojen enimmäisjakoväliksi 190 mm. Staad käyttää enimmäisjakovälinä arvoa 225 mm, mutta syytä tälle ei löytynyt. Normin mukainen enimmäisjakoväli 12-millisten päätankojen vuoksi on 240 mm. Staadin valitsema arvo on varmalla puolella, mutta sen perusteluista ei ole selvyyttä. Mitoitusraportissaan Staad toteaa, että minimileikkausraudoitus on riittävä, joten leikkauskapasiteetin kasvattamisesta ei pitäisi olla kyse.

SCIA:n betonimitoituksen asetuksissa on oletuksena käytössä EC2:n mukainen leikkaushakojen leikkeiden välisten jakovälien enimmäismäärä, joka on kuitenkin tarkoitettu palkeille [6, § 9.2.2 (8)]. Tästä johtuen SCIA ilmoittaa oletusasetuksilla pilarin hakavälin olevan liian suuri tarkastellussa rakenteessa. On tulkinnanvaraista voidaanko palkkien raudoitusyksityiskohtien sääntöjä soveltaa pilareille. Pilareilla on myös omat sääntönsä hakaterästen jakovälille EC2:ssa [6, § 9.5.3 (3)], kuten on esitetty kohdassa 5.2.3. Tässä tutkimuksessa on SCIA:n osalta kytketty pois palkeille tarkoitetut leikkausteräasetukset, minkä seurauksena myös SCIA valitsee hakaväliksi 200 mm.

6.3 Laatta

6.3.1 Kuormitusyhdistelyt ja voimasuureet

Kuormitusyhdistelyt on tehty Eurokoodin mukaisesti käyttämällä yhtälöä 6.10. Tämän perusteella on muodostettu murto- ja käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt taulukon 6.7 mukaisesti.

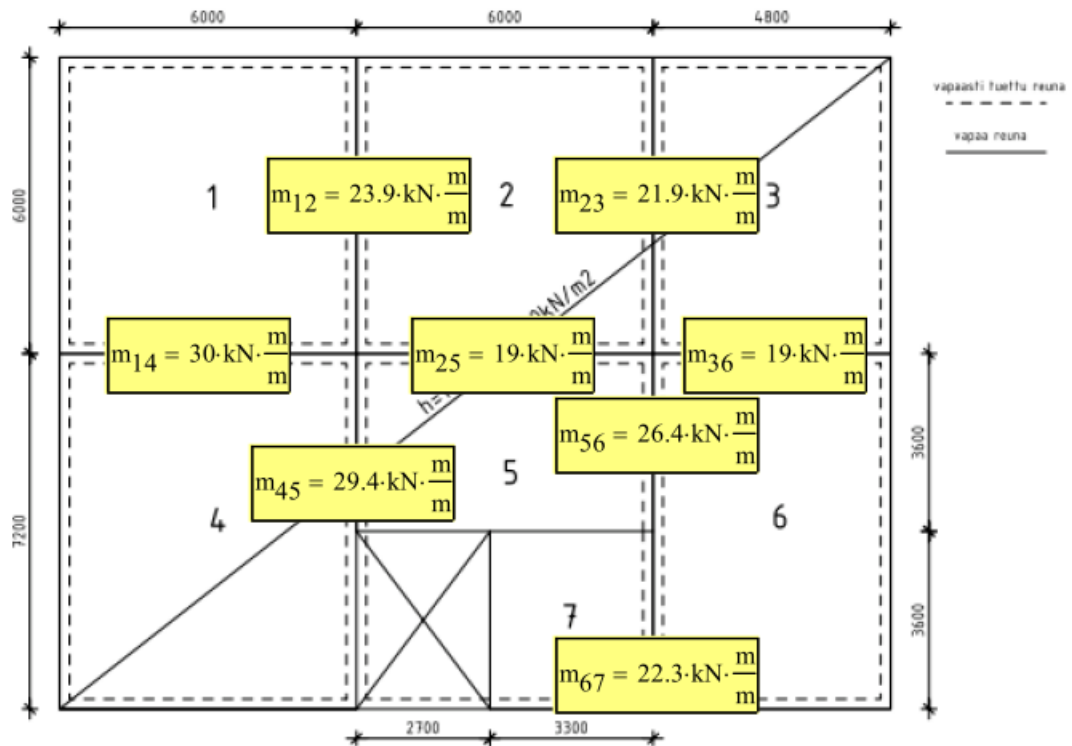
Taulukko 6.7: Laatan kuormitusyhdistelyt (Yhtälö 6.10)

LAATTA	Kuormitustapaus	Omapaino	Pysyvä	Hyöty
Yhdistelyt	Rajatila	KT1	KT2	KT3
1	MRT	1,35	1,35	-
2	MRT	1,35	1,35	1,50
3	MRT	1,00	1,00	-
4	MRT	1,00	1,00	1,50
5	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	-
6	KRT - OMINAIS	1,00	1,00	1,00
7	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	-
8	KRT - TAVALLINEN	1,00	1,00	0,50
9	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	-
10	KRT - PITKÄAIKAINEN	1,00	1,00	0,30

Halkeamaleveydet ja taipumat tarkastetaan pitkäaikaisen käyttörajoitelyyhdistelmän osalta, kun taas leikkaus- ja taivutuskestävyys murtorajatilayhdistelmien osalta. Kaikki vertailut ohjelmat muodostivat vastaavat kuormitusyhdistelyt siltä osin, kun ne ohjelman ominaisuuksiin kuuluivat. Esimerkiksi Staad ei luo käyttörajoitelyyhdistelmiä, koska ohjelma ei käyttörajoitelyä huomioi EC2-mukaisesti.

6.3.2 Raudoitus

Kuvissa 6.15 ja 6.17 on esitetty murtorajatilayhdistelmien aiheuttamat taivutusmomentit sekä tuilla että kentissä. Arvot on laskettu MBP-menetelmällä aiemmin selostetulla tavalla.

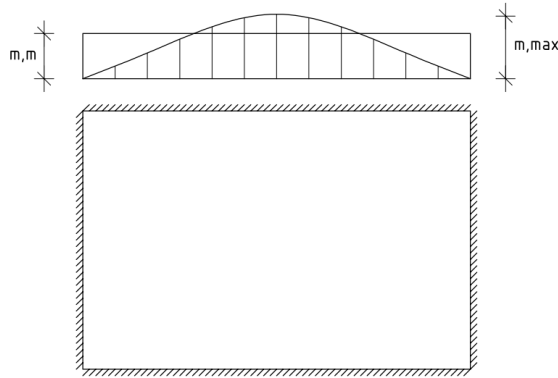


Kuva 6.15: Laatan tukimomenttien vertailuarvot

On syytä huomata, että tukimomenttien arvot pätevät raudoitukselle, joka on tasaisesti jaettu laatan yläpintaan tukien kohdalla. Mikäli raudoitetaan tiiveyttä vaativaa laatataa, on käytettävä momenttijakauman huippuarvoja tässä esitettyjen keskimääräisten sijaan. FEM-ohjelmista saatavat momenttijakauman huippuarvot vastaavat kyseisiä arvoja. MBP-menetelmällä voidaan muodostaa momenttihuiput kasvattamalla saatua m_m -pintaa korotuskertoimilla, jotka riippuvat laattakentän sivujen tuennasta taulukon 6.8 ja kuvan 6.16 mukaisesti. Näin saadaan momenttipinta m_{max} .

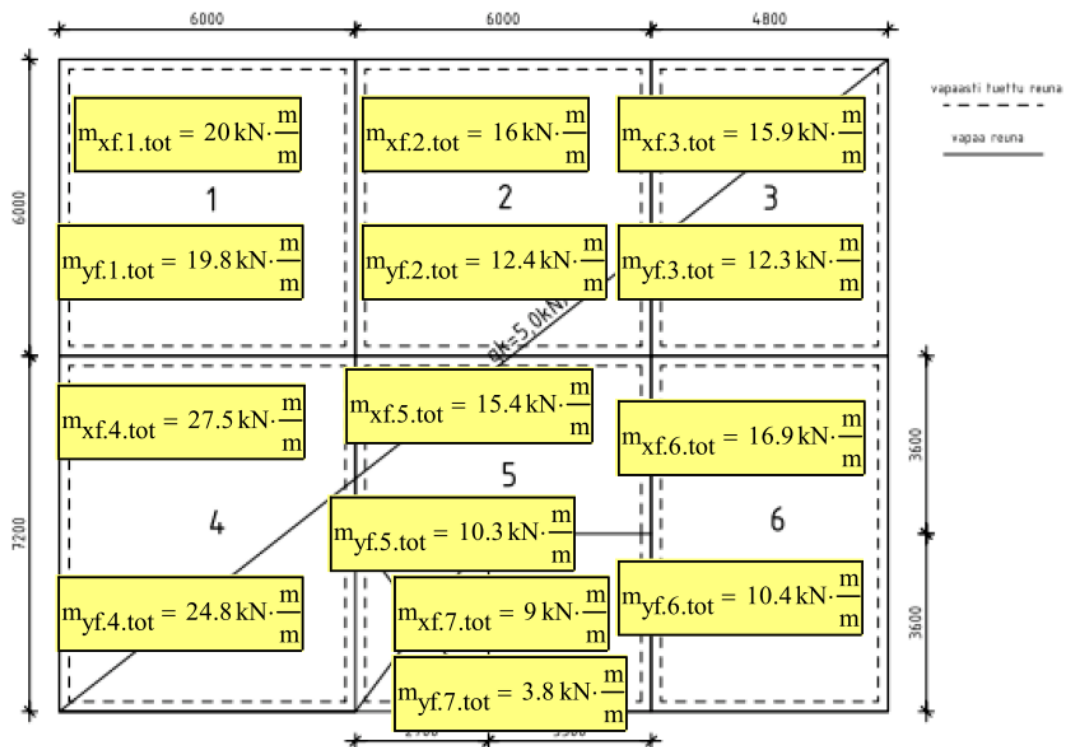
Taulukko 6.8: Tukimomentin maksimiarvon suhde keskimääräiseen tukimomenttiin

	Lyhyt sivu	Pitkä sivu
Viereiset sivut vapaasti tuetut	1,5	$1,70-0,20 \cdot L_y/L_x$
Toinen viereisistä sivuista vapaasti tuettu, toinen täysin kiinnitetty	1,65	$1,90-0,25 \cdot L_y/L_x$
Viereiset sivut täysin kiinnitetyt	1,8	$2,05-0,25 \cdot L_y/L_x$



Kuva 6.16: Tukimomentin jakauma - keskimääräinen ja maksimimomentti

Kuten aikasemmin on todettu, lyhyttä sivua merkitään tunnuksella L_x ja pitkää sivua vastaavasti tunnuksella L_y . Karkeasti voidaan sanoa, että huippuarvot ovat noin puoli-toistakertaiset tasaisesti jaettuun arvoon nähden. Myöhemmin nähdään, että verrattuna ohjelmien antamiin elementtimenetelmän mukaisiin arvoihin, saadaan MBP-menetelmällä muutaman prosentin tarkkuudella samat arvot kahdessa määräävässä pisteessä laattarakennetta. Tämä on käsinlaskentaan ja taulukkomitoitukseen perustuvalta menetelmältä hyvä osoitus siitä, että ennen FEM-ohjelmien yleistymistä on voitu päästä varsin tarkasti samoihin tuloksiin ilman tietokoneiden apua suhteellisen yksinkertaisten laattarakenteiden osalta.



Kuva 6.17: Laatan kenttämomenttien vertailuarvot (x = vaakasuunta)

Mitoitusohjelmien tulokset laatan vaadituille raudoitusmäärille on esitetty liitteissä B1-B10. Liitteiden mukaisten ohjelmakohtaisten värikarttojen lisäksi tulokset on esitetty ja vertailtu alla olevien taulukoiden ja pylväsdiagrammien avulla. Taulukoihin ja diagrammeihin on valittu kaksi tarkastelukohtaa laatasta:

- Tuki – Kenttien 1 ja 4 välisen tuen yläpinnan raudoitus y-suunnassa
- Kenttä – Kentän 4 keskipisteen alapinnan raudoitus y-suunnassa.

Nämä tarkastelukohdat edustavat taivutusmomentin huippuja ylä- ja alapinnassa, ja näin ollen määrittävät laatan raudoituksen maksimit niin taivutukselle kuin halkeamaleveyksille sekä kentän 4 alapinnan osalta laatan taipumalle. Laatan aukon reunalla sijaitseva aikaisemmin esitelty singulariteettipiste edustaa kaikkien ohjelmien osalta taivutusmomentin huippua. Todellisuudessa raudoitusta ei kuitenkaan tämän huippuarvon suhteen mitoiteta, koska jännitys ja taivutusmomentti pienenevät hyvin nopeasti pisteestä poispäin mentäessä ja palautuu tasolle, joka edustaa paremmin todellista rasisitusta. Suunnittelijan vastuu tällaisen singulaarisen pisteen raudoittamisen osalta on ilmeinen. Vaikka arvo olisikin todellinen, ei poikkileikkaukseen voi suunnittelunormin rajoissa välttämättä edes sijoittaa rasisitusta vastaavaa raudoitusta.

Taulukosta 6.9 nähdään, laatan taivutusmomentin tulokset tarkastellun kentän keskipisteessä ovat yhdeksän prosentin sisällä vertailuarvoon suhteutettuna. Tulokset eivät ole absoluuttisen tarkat, koska eri ohjelmat ilmoittavat tuloksensa hieman eri tavalla ja tarkkuudella. Taulukkoon on pyritty valitsemaan mahdollisimman lähellä kentän keskipistettä sijaitsevat arvot.

Taulukoiden rivien merkitys on seuraava:

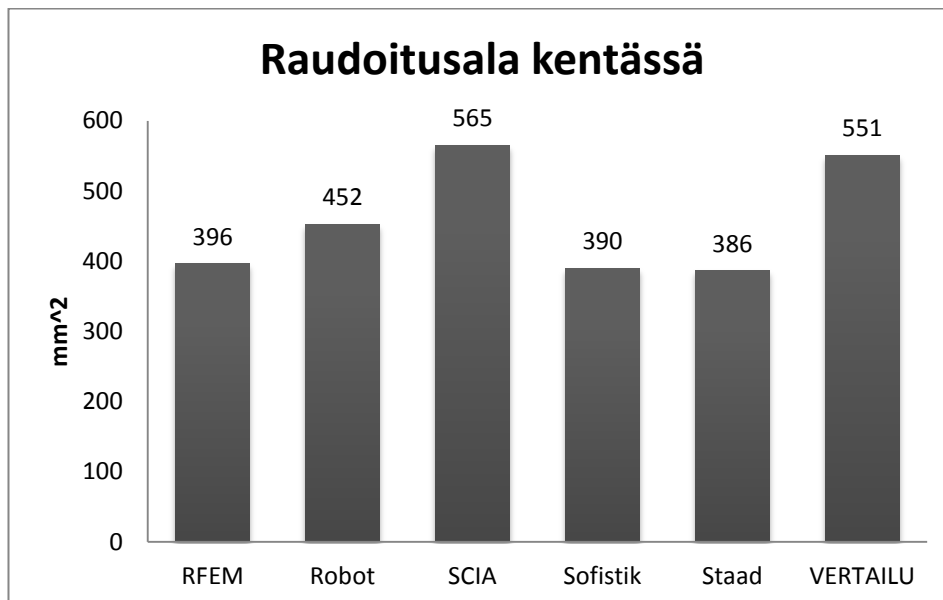
- M_{Ed} on taivutusmomentin mitoitusarvo
- Ero_M on taivutusmomentin arvon ero vertailuarvoon
- A_s on vaadittu vetoraudoituspinta-ala
- $Ero_{A,s}$ on vaaditun vetoraudoituspinta-alan ero vertailuarvoon

Vaaditut raudoituspinta-alat on esitetty paitsi taulukossa, myös pylväsdiagrammeina kuvassa 6.18. Vertailuarvot murtorajatilan tuloksille on esitetty liitteessä D3, ja käyttörajatilan osalta liitteissä D4a ja D4b. Tuloksista nähdään selvästi kolme toisistaan erottuvaa tapausta. RFEM, Sofistik ja Staad antavat lähestulkoon saman tuloksen, joka johtuu varsin samansuuruisesta taivutusmomentin arvosta sekä siitä, että ne eivät huomioi raudoituksen asettelun vaatimuksia automaattisesti. Tästä johtuen niiden antama tulos raudoitusosalalle on pienempi kuin Robotin ja SCIA:n sekä vertailutuloksen. Toisena tapauksena on Robotin antama tulos, joka vastaa 12-millisten tankojen 250 mm:n jakoväliä. Tämä on murtorajatilan enimmäisjakoväli laatalle. Robotin tulos on siis minimiraudoitusta vastaava. RFEM, Sofistik ja Staad eivät ilmoita minimiraudoitusta tulostäväriskartoissaan. Minimiraudoitus voidaan kyllä manuaalisesti niihin syöttää, mutta tässä tarkastelussa on pyritty käyttämään ohjelmien automaattisia ominaisuuksia niin paljon kuin mahdollista, jotta käy ilmi, mikä ohjelma minkäkin asian osaa automaattisesti teh-

dä. SCIA on vertailun ainoa ohjelma, joka käyttää laatan minimiraudoituksena käyttörajatilan vaatimusta tankojen enimmäisjakovälille. Tätä on selvitetty tarkemmin myöhemmin. Myös vertailutuloksessa on käytetty enimmäisjakoväliä 205 mm, joka poikkeaa hieman SCIA:n käyttämästä 200 millimetristä. SCIA:n tulos on kuitenkin varmalla puolella, joten virheellinen se ei ole.

Taulukko 6.9: Laatan kenttäraudoituksen vertailu

KENTTÄ	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU
M_{Ed}	23,2	23,4	23,0	25,6	22,5	24,8
$E_{ro,M}$	-6 %	-6 %	-7 %	3 %	-9 %	
$A_{s,s}$	396	452	565	390	386	551
$E_{ro,A,s}$	-28,1 %	-18,0 %	2,5 %	-29,2 %	-29,9 %	



Kuva 6.18: Laatan kenttäraudoituksen vertailu pylväsdiagrammina

Taulukosta 6.10 nähdään, että tukiraudoituksen osalta erot vertailutulokseen suhteutettuna mahtuvat kolmen prosentin sisään. Lähestulkoon jokaisen ohjelman kohdalla raudoitustuloksen ero vertailuarvoon korreloi suoraan taivutusmomentin mitoitusarvon eron kanssa. Kuitenkin Sofistikin kohdalla näin ei ole. Syynä tähän on, että Sofistik käyttää myötölujittuvaa betoniteräksen materiaalimallia, kuten aikaisemmin on todettu. Tästä johtuen muiden ohjelmien kanssa suhteellisen samanarvoinen taivutusmomentti vaatii vähemmän betoniterästä. Staadin antama muita pienempi taivutusmomentin arvo johtuu syystä, joka ei työn aikana selvinnyt. Kaikissa ohjelmissa on valittu taivutusmomentin arvoiksi solmupisteiden arvoja vastaavat tulokset. Useissa ohjelmissa voidaan valita solmupistearvojen ja elementin keskipisteen arvojen välillä interpoloitujen tulosten osalta, mitä arvoja tuloksissa käytetään. Erot ovat esimerkiksi Sofistikin kohdalla noin 100 neliömillimetriä raudoitusalaa osalta, joten asialla on merkitystä. Tästä huolimatta Staad antoi muita ohjelmia pienemmän taivutusmomentin arvon laatan tuella.

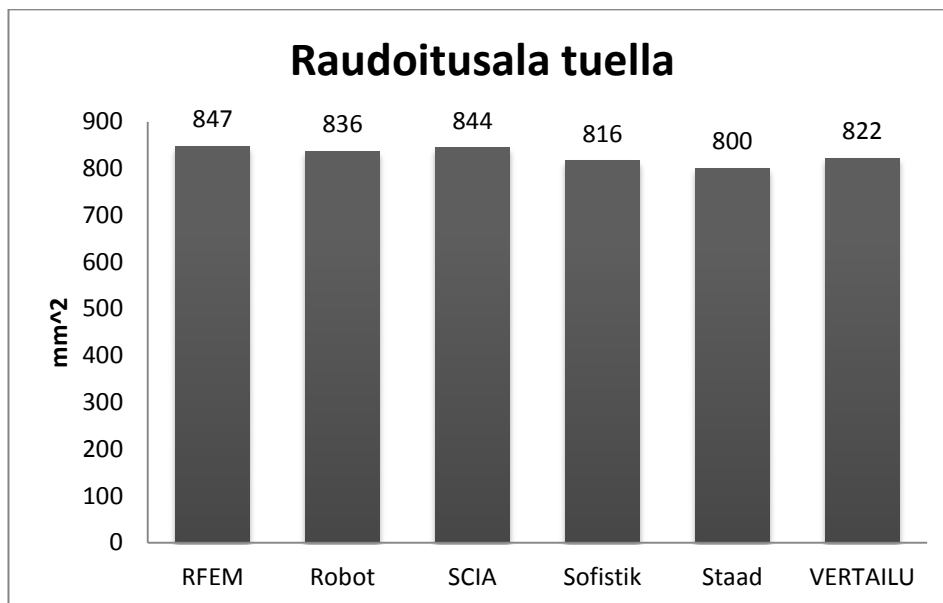
Osasyynä tähän on aikaisemminkin mainittu Staadin käyttämä pienempi teräsbetonin tilavuuspaino.

Vaikka RFEM käyttää Sofistikin lailla myötölujittuvaa betoniteräsmallia, sen tulos tukiraudoituksen osalta on muita tarkasteltuja ohjelmia suurempi. Tämä johtuu todennäköisesti ohjelman käyttämästä ristikkoanalogiasta. Tarkempi välivaiheiden tarkastelu osoittaa, että terästen vetovoiman ja betoniteräksen jännityksen suhde vastaa ilmoitettua raudoituspinta-alan arvoa. Syytä tämän menetelmän aiheuttamaan eroon muihin ohjelmiin nähden ei löytynyt.

Vaaditut raudoituspinta-alat on esitetty paitsi taulukossa, myös pylväsdiagrammeina kuvassa 6.19, josta havaitaan suhteellisen yhtenevät tulokset. Mitoittavana tekijänä tarkastellussa laatasta tuen osalta on murtorajatila. Kentän rauditus määräytyy käyttörajan tilan, tarkemmin ottaen halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämän enimmäisjakovälin kautta. Leikkausraudoitusta laattaan ei saa hakaterästen muodossa asentaa EC2 mukaisesti alle 200 mm paksuun laattaan [6, § 9.3.2 (1)]. Verrattaessa laatan leikkausvoimia tuilla liitteessä D3 laskettuun leikkauskestävyyteen havaitaan, että erillistä leikkausraudoitusta ei tarvita voiman jakaantuessa laatan reunoilla suoraan tuelle.

Taulukko 6.10: Laatan tukiraudoituksen vertailu

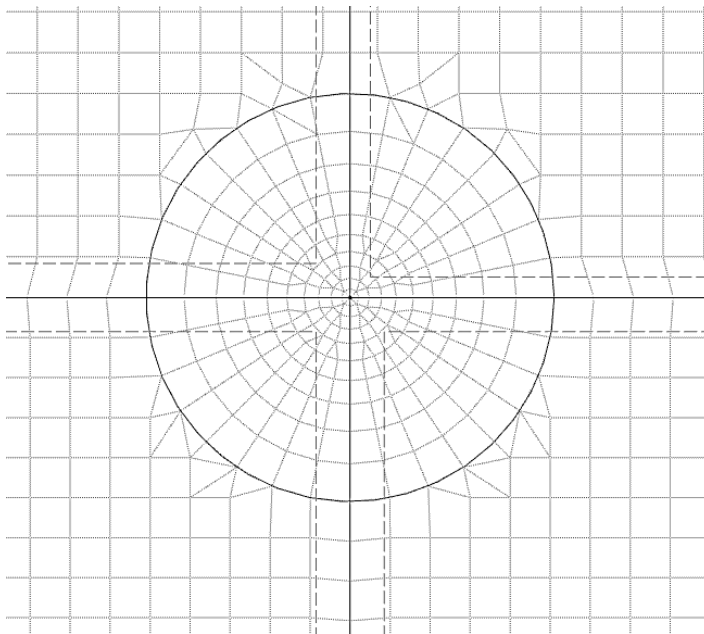
TUKI	RFEM	Robot	SCIA	Sofistik	Staad	VERTAILU
M_{Ed}	47,2	47,1	47,4	47,6	44,8	45,9
$E_{ro,M}$	3 %	3 %	3 %	4 %	-2 %	
$A_{s,s}$	847	836	844	816	800	822
$E_{ro,A,s}$	3 %	2 %	3 %	-1 %	-3 %	



Kuva 6.19: Laatan tukiraudoituksen vertailu pylväsdiagrammina

Ohjelmissa on valittavana menetelmä, jolla vaadittavaa raudoitusmäärää vastaava taivutusmomentin mitoitusarvo valitaan. Robotissa on kolme vaihtoehtoa: analyttinen, Wood & Armer –menetelmä sekä NEN-menetelmä. Kaksi jälkimmäistä ovat yksinkertaistettuja menetelmiä, kun taas analyttinen menetelmä on tarkin, mutta myös hitain. Robotin käyttöohjeen [16; 17] mukaan menetelmien välillä eroa raudoitusalan osalta on enimmillään viisi prosenttia. Ohjeessa ei kerrota minkälaisesta vertailusta on kyse, tai kenen toimesta se on suoritettu. Manuaalin mukaan yksinkertaistettujen menetelmien käyttöä voidaan suositella tapauksessa, jossa laskentamallin monimutkaisuudesta johtuen laskenta-aika kasvaa tarpeettoman suureksi. Tässä työssä käytetään analyttistä menetelmää sen tarkkuuden vuoksi. Käyttöohje selvittää menetelmän perusteet, jotka pohjautuvat A. Capran ja J-F. Mauryn artikkeliin ”*Calcul automatique du ferrailage optimal des plaques et coques en beton arme.*”

Mikäli mahdollista, on kaikissa ohjelmissa asetettu laatan elementtiverkon silmäkooksi 180mm, joka vastaa laatan paksuutta. Elementtiverkkoa on mahdollista jalostaa ja parannella (*refine*) muokkaamalla esimerkiksi tukien lähellä verkkoa tiheämmäksi ja kolmioelementeistä koostuvaksi, kuten 6.20, jossa neliömäiseen verkkoon on tehty neljän laatan yhtymäkohtaan pyöreä parantelu, joka on automaattisesti muodostanut kolmioita ja kahdelta sivulta kaarevia puolisuunnikkaita elementeiksi ympyrän säteen suuntaisesti kasvavalla silmäkoolla.



Kuva 6.20: Esimerkki elementtiverkon parantelusta (RFEM)

Tämä saattaa parantaa tulosten oikeellisuutta tietyissä tapauksissa, kuten pilarilaatan kohdalla, jossa pistemäinen tuki vaatii tarkempaa elementointia. Tässä työssä kuitenkin muodostetaan laatan elementtiverkko neliöelementeistä selkeyden vuoksi ja jotta saadaan jokaiseen ohjelmaan samanlainen elementtiverkko.

6.4 Yhteenveto taulukoista

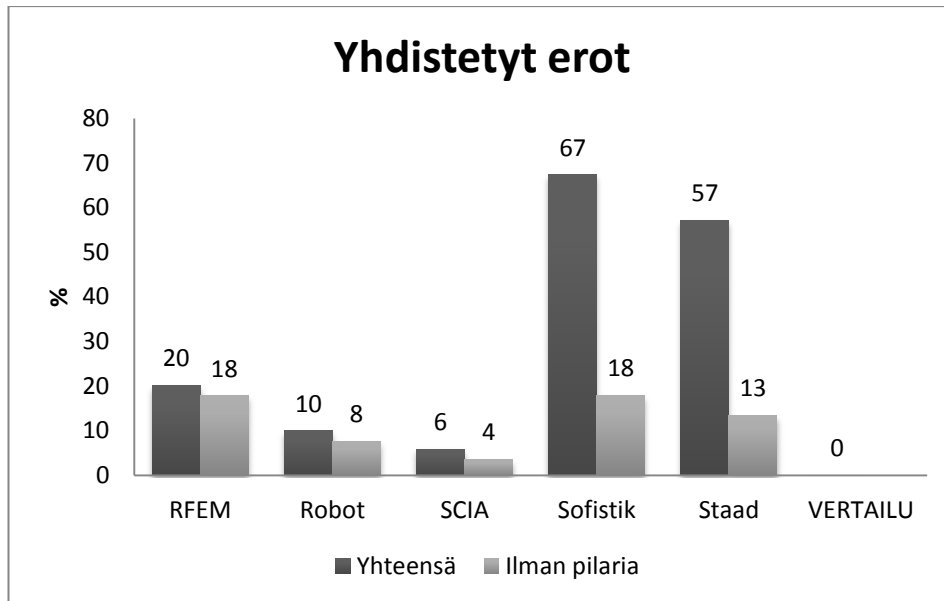
Saaduista tuloksista ja taulukoihin kirjatusta arvoista voidaan todeta, että analysoitaessa koko tarkasteltujen mitoitusohjelmien joukkoa, tulokset ovat hyvin lähellä oikeita ja hajonta verraten pientä. Poikkeuksena tästä ovat Sofistikin ja Staadin pilaritulokset, joissa vaadittu raudoitusala on selvästi vaadittua pienempi. Syy näihin eroihin on selitetty aiemmin. Toinen silmiinpistävä ero on laatan kenttäraudoituksen tulos, jossa ohjelman kyky noudattaa Eurokoodin määräyksiä raudoituksen sijoittelun ja jakovälin osalta on varsin vaihtelevaa. Ainoastaan SCIA huomioi halkeiluvaatimuksen asettaman tiukemman jakovälisäännön kuin mitä murtorajatilan tarkastelussa on. Tämä on toisaalta tulkinnanvarainen asia, ja raudoitusasettelun pitäisi olla käyttäjän valittavissa.

Kaikissa tarkasteltujen rakenteiden kohdissa ja pisteissä murtorajatilan vaatimus oli määräävä rakenteiden dimensioiden, materiaaliominaisuuksien ja kuormien takia. Tästä johtuen kovin tarkkaa analyysiä siitä, miten oikeita tuloksia ohjelmat käyttöraijatilan osalta antavat, ei voida tehdä. Aiemmin on kuvattu mitä asioita mikäkin ohjelma käyttöraijatilassa huomioi, ja selvästi havaittiin, että ohjelmat kyllä huomioivat taipumat, halkeamaleveydet ja jännitysten rajoittamisen niiltä osin kuin ne niiden ominaisuuksiin kuuluvat.

Kuvan 6.21 pylväsdiagrammeihin on koottu kaikkien tarkasteltujen rakenteiden tulokset vertailuarvoerojen osalta. Arvot ovat itseisarvojen summia, eli mikäli ohjelma on antanut toisessa kohdassa vertailuarvoa enemmän raudoitusta ja toisessa kohdassa vähemmän, etumerkkien erot eivät kompensoi toisiaan. Näin ollen pylväsdiagrammin erot kuvaavat, kuinka paljon ohjelmat ovat tuloksissaan vertailuarvoista poikenneet. Vertailuun valitut pisteet rakenteissa ovat seuraavat:

- Palkin veto- ja leikkausraudoitus tuella
- Palkin veto- ja leikkausraudoitus kentässä
- Pilarin pääraudoitus
- Laatan vetoraudoitus tuella

Tämä valinta on tehty, koska nämä tulokset eivät riipu Eurokoodin raudoitusasettelun vaatimuksista, vaan suoraan murtorajatilan kapasiteetista. Yhdessäkään pisteessä näistä ei käyttöraijatilan vaatimus ole mitoittava.



Kuva 6.21: Yhdistetyt erot ohjelmittain (itseisarvot)

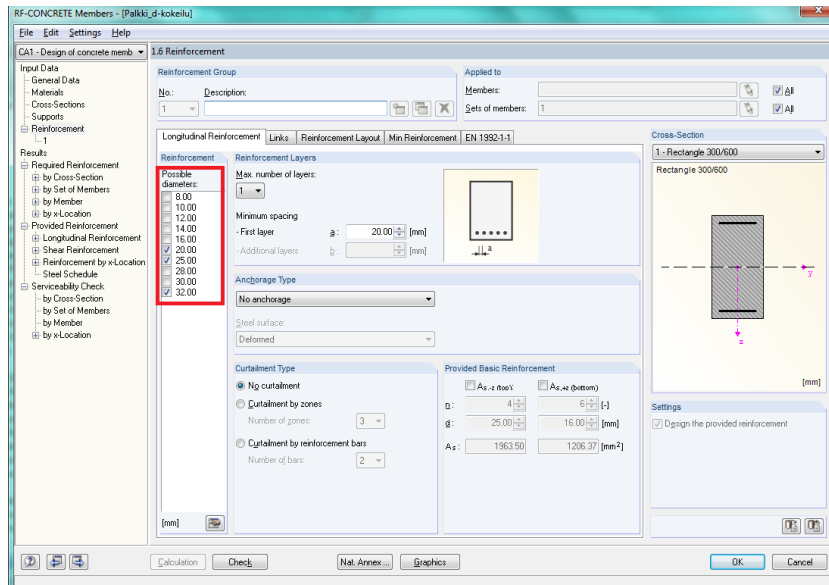
Selvästi nähdään, että Sofistikin ja Staadin tulos on huomattavasti muista poikkeava. Tähän vaikuttaa merkittävästi ohjelmien tulos pilarin raudoituksen osalta, joka poikkesi vertailuarvosta enintään 50 prosenttia. Tästä syystä on diagrammiin lisätty myös sama tulos ilman pilarimitoituksen vaikutusta. Näin ollen käy selvästi ilmi pilarimitoituksen vaikutus kokonaisuuteen.

6.5 Käyttökokemukset

Ohjelmia käyttäessä on allekirjoittaneelle jäänyt käsitys siitä, miten ohjelmia tulee käyttää ja mitkä saattavat olla yleisimmät virheet. Alla on listattu ohjelmakohtaisesti muutama tärkeä kohta, jossa on tapahtunut virhe tai vääränlainen tulkinta ohjelman toiminnasta sekä miten ongelma on korjaantunut. Kokemuksen puute ohjelmien kanssa aiheuttaa näitä ongelmia ja johtaa mitoitustulosten virheellisyyteen. On syytä korostaa, että alla listatut ongelmat, virheet ja ominaisuudet ovat allekirjoittaneen näkemyksiä tai mielipiteitä. Toinen käyttäjä saattaa pitää ominaisuuksia selkeinä ja ongelmattomina.

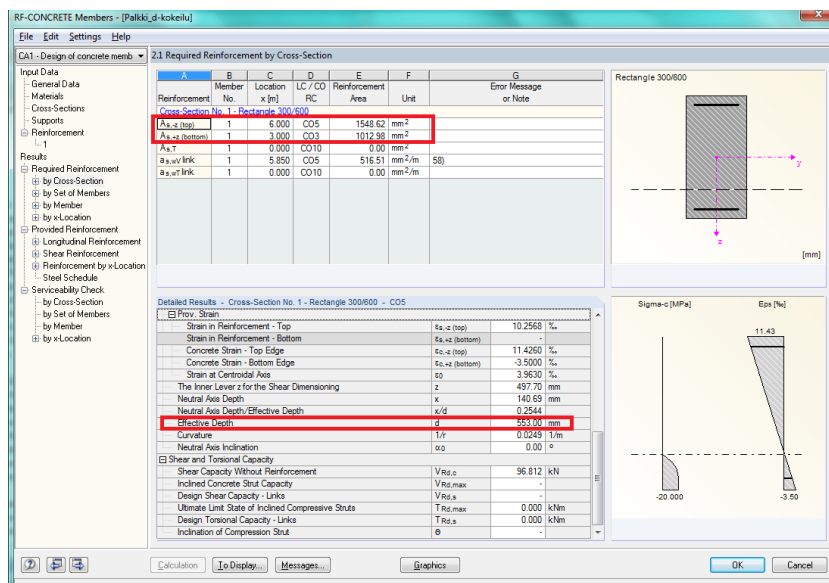
6.5.1 RFEM

RFEM:n suurimmaksi ongelmaksi muodostui tehollisen korkeuden d määrittäminen. Ohjelma laskee raudoituksen sen perusteella, mitä tankokokoja käyttäjä on valinnut käytettäväksi. Kuvassa 6.22 on punaisella suorakulmiolla korostettu raudoitusvalintaruutua. Kohdassa *Possible Diameters* voidaan valita käytettävät tankokoot, joista RFEM pyrkii raudoitusehdotuksensa kokoamaan. Valintaruudun oikealla puolella valitaan myös, monesako kerroksessa raudoitus saa sijaita.



Kuva 6.22: RFEM:n raudoitusvalintaikkuna

Esimerkkinä on tarkastellun palkin raudoitusvalintaa muokattu siten, että ensin vaadittu vetoraudoitusala on laskettu kuvan 6.22 valinnoilla ja tämän jälkeen lisäämällä myös tankokoko 8 mm raudoituslistalle. Kuvassa 6.23 on nähtävissä tulokset jälkimmäisessä tapauksessa. Punaisella on korostettuna vaaditut raudoitusalat niin ylä- kuin alapinnassakin poikkileikkausta, sekä käytetty tehollisen syvyyden arvo. Käy ilmi, että tehollinen syvyys kasvaa 8-millimetrinen tankovalinnan seurauksena arvosta 547 mm arvoon 553 mm. Tästä seuraa, että vaadittu raudoitusala pienenee arvosta 1571 mm² arvoon 1549 mm².



Kuva 6.23: RFEM:n laskentatulokset vaadituille raudoitusaloille

Kuten kuvasta 6.24 havaitaan punaisella korostetusta kohdasta, ei poikkileikkaukseen ole sijoitettu 8-millimetrisiä tankoja, vaan raudoitus on pysynyt täysin samana kuin ilman 8 millimetrin tankohalkaisijaa raudoitusvalintaruudussa. Näin ollen RFEM:n tulos on epävarmalla puolella, koska tehollinen korkeus d on yliarvioitu. Ohjelma määrittää tehollisen korkeuden d kaavasta

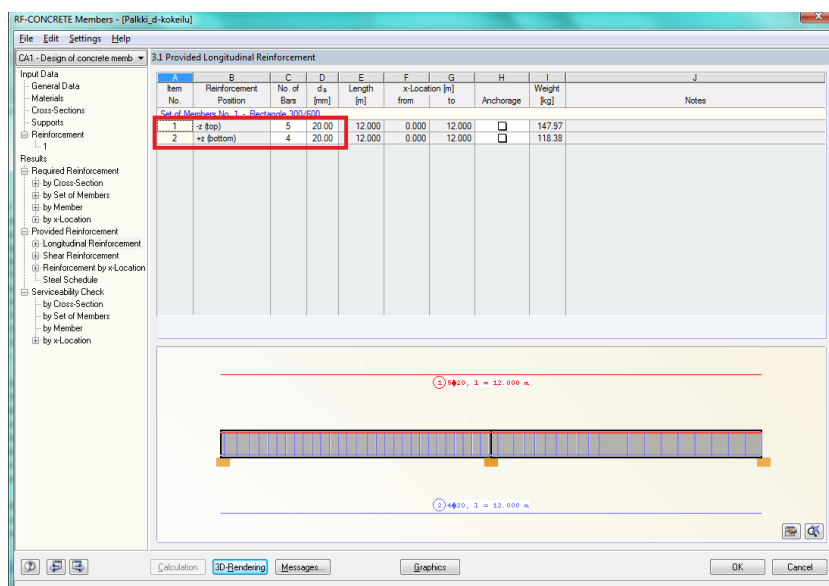
$$d = h - c_{nom,long} - \frac{\phi_s}{2}, \quad (6.1)$$

jossa h on palkin korkeus

$c_{nom,long}$ on päätankojen nimelliset betonipeite

ϕ_s on pienin valittu halkaisija pääterästen listalta

Tämä valinta on todennäköisesti tehty ohjelmaan laskennan ja koodauksen yksinkertaistamiseksi, kun RFEM:n ei tarvitse laskea todellista arvoa d :lle vaan se käyttää jokaisessa kohdassa poikkileikkausta samaa arvoa. Mikäli valitaan käytettäväksi useampia raudoituskerroksia kuin yksi, RFEM määrittää tehollisen korkeuden vähentämällä kaavasta 6.1 käyttäjän määrittämän tankojen välisen etäisyyden ja sisimmän raudoituskerroksen tankohalkaisijan puolikkaan. Toisin sanoen teholliseksi korkeudeksi oletetaan varmalla puolella oleva sisimmän tangon keskipisteen mukainen arvo, eikä esimerkiksi todellista raudoituskerrosten painopistettä. Tämän tutkimuksen aikana raudoitusvalintaikkunan tankokokoja muutettiin kokeilumielessä lukuisia kertoja, jotta olisi saatu selville logiikka ja laskentakaava teholliselle korkeudelle useamman raudoituskerroksen tapauksessa. Selvyyttä tähän ei kuitenkaan löytynyt. Tietyillä tankokokovalinnoilla laskenta noudattaa kaavaa 6.1, mutta esimerkiksi valitsemalla kaksi raudoituskerrosta ja asettamalla pienimmäksi tankokokooksi 8 mm ei selitystä lasketulle teholliselle korkeudelle löytynyt. Tulos tosin vaikuttaa olevan kaikilla kokeiluilla useamman raudoituskerroksen yhdistelmillä varmalla puolella.



Kuva 6.24: RFEM:n raudoitusehdotusikkuna

Edellä mainituista syistä on syytä olla erityisen tarkkana automaattisen raudoitussasettelun suhteen RFEM:iä käytettäessä. Yleistykseenä voidaan todeta, että raudoitusvalintaruudussa ei kannata pitää pienempiä tankokokoja kuin rakenteeseen laskennan tuloksena valitaan.

6.5.2 Robot

Selkein yksittäinen ongelmakohta Robotin betonimitoituksessa on mitoitusasetusten määrittäminen siten, että ohjelma ylipäättään antaa tuloksen eikä ainoastaan ilmoita virheestä ja jätä ongelmallisen asetuksen löytämistä käyttäjälle. Tähän ongelmaan/ominaisuuteen ei ole varsinaista ratkaisua, asetukset vaan on määritettävä niin, että norminmukainen ratkaisu on löydettävissä. Tämä vaatii kokeneeltakin suunnittelijalta ohjelman tuntemista ja kokeilua yrityksen ja erehdyksen kautta. Tässä kohtaa Robotin kattavat valinnat kääntyvät sitä itseään vastaan harjaantumattomissa käsissä.

Toinen ongelmallinen osa Robotia on esimerkiksi palkin hakojen jakovälin selvittäminen. Ohjelman annettua raudoitusehdotuksen palkille on selvää mitä tankokokoa hakoina on käytetty, miten haat poikkileikkaukseen on sijoitettu ja taivutettu, mutta jakoväli ei käy nopeasti mistään ilmi. Parhaana ratkaisuna ongelmaan ilmeni Robotin piirustusten generointitoiminto, joka antaa yksinkertaiset raudoituspiirustukset rakenteille. Näistä piirustuksista on nähtävissä hakojen jakoväli millimetreissä.

6.5.3 SCIA

SCIA:n käyttöliittymä muodostui tutkimuksen aikana ongelmallisen kankeaksi. Ohjekirjan, saatavilla olevien videoiden ja oman kokeilemisen pohjalta ohjelman sujuvan käytön oppiminen vei enemmän aikaa kuin muiden vertailussa olleiden ohjelmien. Käyttöliittymän tekee kankeaksi SCIA:n käyttölogiikka: kaikki valitut toiminnot vahvistetaan oikean alareunan *Refresh*-painikkeella. Tästä aiheutuu karkeasti arvioiden yksi klikkaus lisää toimintoa kohti. Esimerkiksi valittaessa näyttääkö ohjelma laatan vaadittun raudoitusalaa ala- vai yläpinnan osalta on ensin valittava haluttu pinta-asetus ja tämän jälkeen klikattava *Refresh*. Muiden tutkittujen mitoitusohjelmien kohdalla riittää, että valitsee toiminnon, jolloin ohjelma reaaliaikaisesti päivittää näkymän. Vaikka kyseessä on yksittäisten klikkausten määrä, vaikutus käyttöliittymän sulavuudentunteeseen on merkittävä. Lisäksi mallinnetun rakenteen näkymän pyörittäminen ja siirtäminen on hidasta ja tökkivää ruudunpäivityksen ollessa havaittavasti alle 10 ruutua sekunnissa.

Toinen ongelma SCIA:ssa oli saada laatan murto- ja käyttörajatilan yhdistetyn mitoituksen raudoitustulokset näkymään oikein. Ohjelma ehdotti jokaiseen kohtaan laattaa vaadittavaksi raudoitusalaksi $565 \text{ mm}^2/\text{m}$, joka ei ole minimiraudoitusta vastaava määrä, vaan tankohalkaisijan 12mm jakoväliä 200mm vastaava määrä. Mitoitusasetuksista löytyi halkeamatarkastelun kohdalta tankojen jakovälin enimmäismitta 200mm, jota kasvattamalla ongelma katosi. EN-1992-1-1 kohdan 7.3.4 (1) mukaan halkeamaleveys lasketaan kaavalla:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (6.2)$$

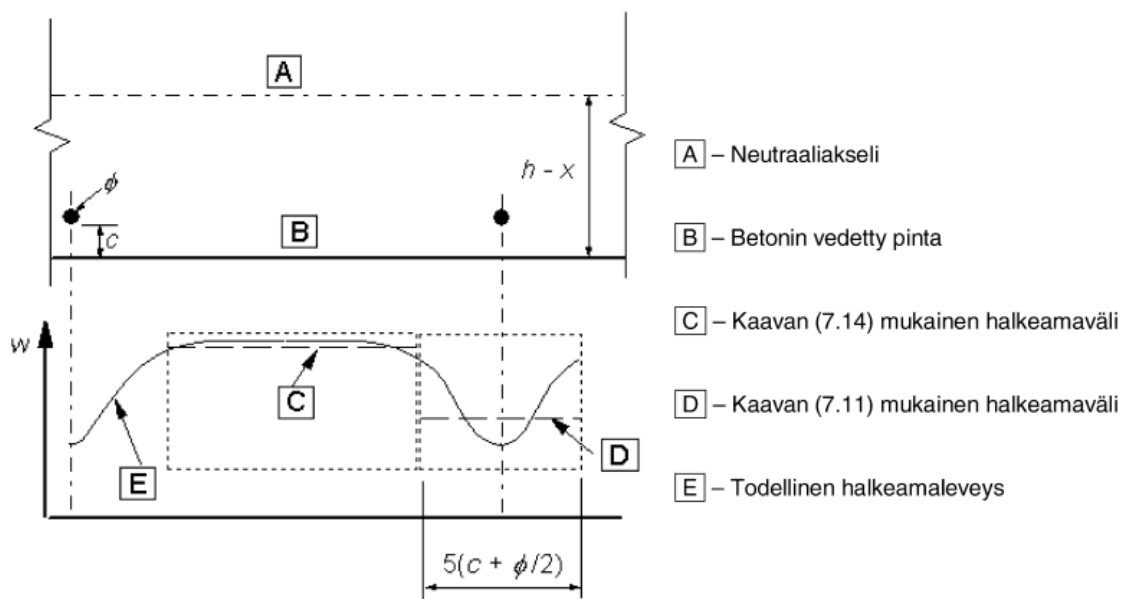
missä esiintyvä $s_{r,max}$ saadaan kaavasta:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}. \quad (6.3)$$

Kaava 6.2 pätee, kun ankkuroidut raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan. Jakovälin enimmäismitaksi on määritetty

$$d_{max} = 5(c + \frac{\phi}{2}), \quad (6.4)$$

missä muuttujat ovat kuvan 6.25 mukaiset.



Kuva 6.25: Halkeamaleveyden laskennan merkinnät [6, § 7.3.4 (kuva 7.2)]

Mikäli jakoväli on suurempi kuin kaavan 6.4 määrittelemä enimmäisarvo, tai kun veto-
vyöhykkeessä ei ole tartunnallista raudoitusta, voidaan halkeamaleveyden yläraja laskea
Eurokoodin mukaisesti olettamalla suurimmaksi halkeamaväliksi:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x). \quad (6.5)$$

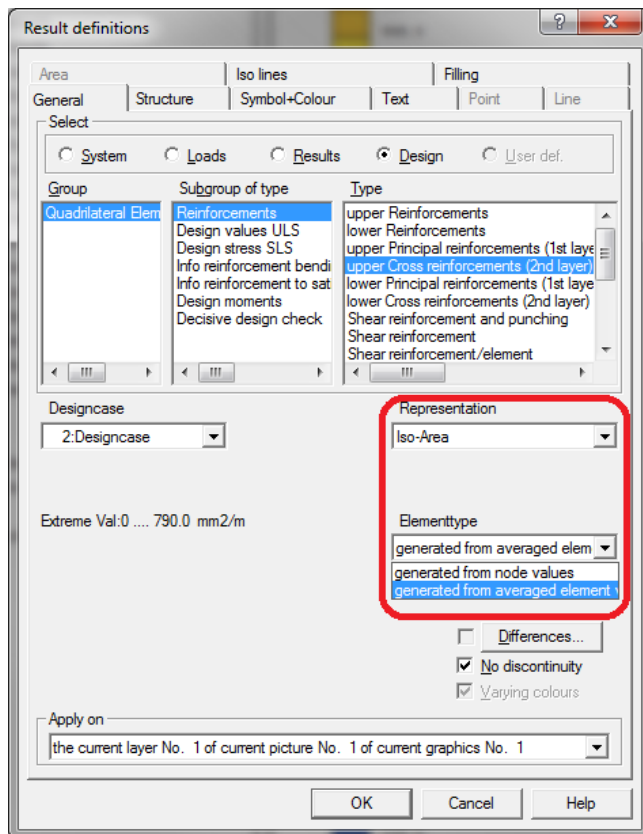
Tässä kaavassa on kuitenkin huomautusta kuvaava yläindeksi, jonka merkitys ilmenee
kyseisen sivun alalaidasta, ja siinä todetaan: ”Kaavaa (7.14) ei pitäisi käyttää koskaan.
Sen perusteita ei ole osoitettu ja sen käyttö antaa epä johdonmukaisia tuloksia. Ks.
by210 (suom. huom.)”. On huomionarvoista, että lisähuomiota ei ole englanninkielises-
sä versiossa kyseisestä Eurokoodista, vaan ainoastaan suomenkielisessä. Huomautuk-
sessa viitataan normin kaavanumerointiin, mistä johtuen tässä työssä esitetty kaava 6.5
vastaa huomautuksen kaavaa 7.14 EC2:ssa. Teoksessa by210 todetaan, että kyseinen
kaava antaa halkeamavälille selvästi todellisuutta pienemmän arvon, joka on virheelli-
nen, ja kaava ei sisällä ainuttakaan muuttujaa, joka todellisuudessa vaikuttaa halkeama-

leveyden suuruuteen [18, s.361-362]. Tähän perustuen kaavan käyttö kielletään suomenkielisessä versiossa. Asia ei kuitenkaan ole niin yksinkertainen kuin suomennos antaa olettaa. Kaava 6.5 on tarkoitettu yläraja-arvoksi kaavalle 6.3, eikä sitä pidä suoraan käyttää halkeamaleveyden laskentaan. Kuitenkin tilanteessa, jossa raudoitusta ei ole tai kyseessä on tartunnaton jännepunos, kaava 6.5 antaa yläraja-arvon halkeamavälille. Tietyissä tilanteissa kaava 6.3 merkittävästi yliarvioi halkeamavälin s_r , mistä johtuen kaavalle 6.5 on perusteltuja käyttötilanteita [19, s. 156-157].

Tämän tutkimuksen laattarakenteen kohdalla enimmäisjakoväli d_{max} on 200mm käytettäessä tankokokoa 10mm ja 205mm käytettäessä tankokokoa 12mm. Näin ollen SCIA:n oletusarvoinen jakovälin maksimiasetus on perusteltu ja varmallalla puolella tankokoon ollessa 10mm tai suurempi.

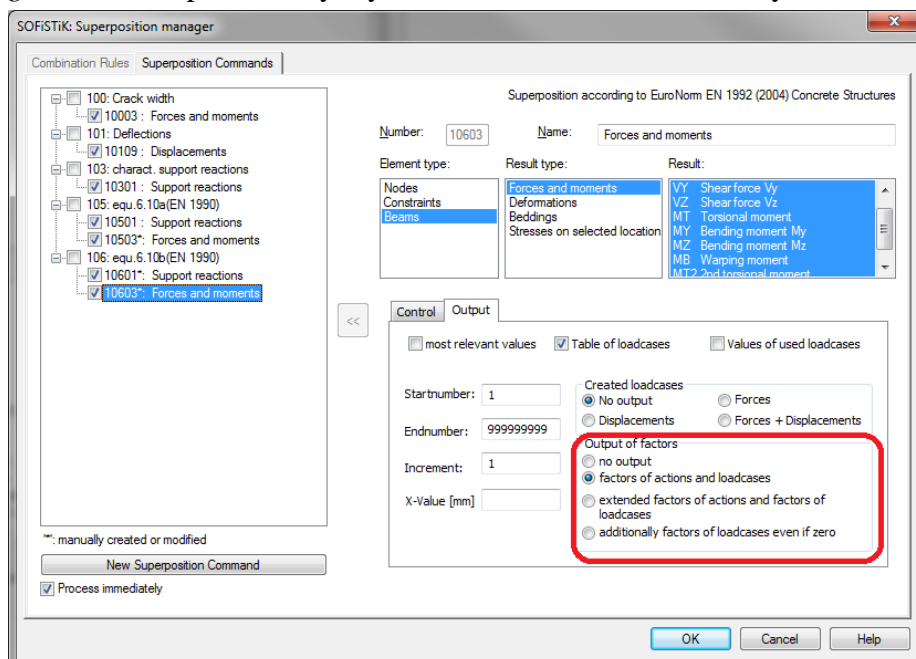
6.5.4 Sofistik

Sofistikin *Interactive Graphics* –työkalulla saadaan luotua useita tapoja esittää laskentatuloksia ja myös tallentaa näitä ohjelman dokumentointityökalujen käytettäväksi. Työtä tehdessä kävi ilmi, että valitsemalla värikartta laatan raudoitusten esittämiseen tuotti eri tuloksia kuin tekstimuotoinen esitys. Ero oli esimerkiksi laatan yläpinnan suurinta raudoitusalaa ilmoitettaessa $105 \text{ mm}^2/\text{m}$. Värikartta antoi arvoksi 791 ja tekstiesitys $896 \text{ mm}^2/\text{m}$. Syyksi eroon ilmeni, että värikartan arvot ovat pyöristettyjä keskiarvoja solmupisteiden arvoista, kun taas tekstillä esitettynä arvot ovat solmupisteiden maksimiarvoja. Tähän ei pysty vaikuttamaan tavanomaisessa värikartta-asetuksessa *Filled Area*, mutta valitsemalla *Iso-Area* kuvan 6.26 mukaisesti saadaan värikarttana näkymään niin keskiarvo kuin maksimikin. Liitteenä olevien tulosten esitystavaksi on valittu edellä mainittu *Iso-Area*.



Kuva 6.26: Tulosten esitystavan valintaikkuna (Sofistik)

Toinen merkittävä ongelma Sofistikin käytössä, oli kuormitusyhdistelyiden luominen ja niissä käytettyjen varmuuskerrointen selvittäminen. Oletuksena varmuuskertoimet eivät ole näkyvillä, mutta vaihtamalla *Superpositioning*-asetusten *Output of factors* -kohdasta kertoimet näkyviin kuvassa 6.27 esitetyllä tavalla, tulostuu *Superpositionin* laskentaraporttiin käytetyt varmuuskertoimet kuormitusyhdistelmittäin.



Kuva 6.27: Kuormitusyhdistelyiden varmuuskerrointen esittäminen (Sofistik)

Varmuuserrointien näkymättömyys johti siihen, että tutkimuksen alussa Sofistik yhdisti kuormat allekirjoittaneen mielestä väärin. Kävi kuitenkin ilmi, että ongelmana oli kahden muuttuvan kuorman määrittely samalle kuormitustapaukselle ja käyttäjän oletus siitä, että ohjelma ymmärtää erottaa kuormat toisistaan yhdistelykertoimilla. Näin ei kuitenkaan ollut, ja väärin kuormayhdistelmien ongelma ratkesi määrittelemällä palkin molemmat muuttuvat kuormat eri kuormitustapauksiksi. Asialla on erityistä merkitystä juuri siksi, että kuormayhdistelyjen kertoimet eivät oletusasetuksilla ole näkyvissä. Muissa ohjelmissa tällaiseen ongelmaan ei törmätty, koska ne ilmoittavat oletuksena muodostettujen yhdistelyjen sisällön Sofistikia havainnollisemmin.

6.5.5 Staad

Selkein ongelma, joka ilmeni Staadin käytössä, oli ohjelman kaatuminen kaikilla rakenteilla betonimitoitusmoduulia käynnistettäessä. Virheilmoitukseksi ohjelma antoi *SProRC:n* kaatumisen. Tähän löytyi Bentley'n tukipalvelun avulla keino, jonka ansiosta laskenta saatiin tehtyä. Vaikka korjaus ei ollutkaan lopullinen, vaan pikemminkin kiertotie ongelman ohi, ovat tutkimuksessa esitetyt tulokset Staadin osalta oikeita ja edustavat ohjelman ominaisuuksia täysin.

Toinen asia, joka Staadin käytössä aiheutti sekaannusta, on ohjelman Eurokoodin mukaisten kuormitusyhdistelyiden luominen. Kaikkien muiden suunnittelunormien kuormitusyhdistelyt määritetään samasta kohtaa ohjelmaa kuin kuormitustapauksetkin, mutta Eurokoodi on poikkeus. Staadin yläreunan pikanäppäinten seassa on toiminto nimeltä *User tools*. Tämän takaa löytyy makro, joka generoi Eurokoodin-mukaiset kuormitusyhdistelyt joko yhtälön 6.10, 6.10a tai 6.10b mukaisesti. Käyttäjälle on annettu vapaus valita käytettävä yhtälö.

6.5.6 Käyttäjätuki

Eräs piirre, joka liittyy olennaisesti kaupallisiin tietokoneohjelmiin, on niiden käyttäjätuki. Ongelmatilanteessa on merkitystä sillä, mistä ja miten nopeasti, sekä miten hyvää palvelua käyttäjä saa. Tämän työn aikana nousi esiin paitsi teknisiä ongelmia ohjelmien suhteen myös niiden toimintaan ja ominaisuuksiin liittyviä kysymyksiä. Pääasiallisena apuna ohjelman toiminnan osalta ovat käyttöohjeet, jotka ovat tarkasteltujen ohjelmien kohdalla joko netissä toimivia ohjekirjoja tai ohjelmaan sisäänrakennettuja manuaaleja. Kaikissa tarkastelluissa ohjelmissa käyttöohje oli saatavilla.

Sofistikin ja Staadin teknisten ongelmien osalta puhelimen ja internetin yli toimivan etäkäytön avulla löytyi ratkaisu esiintyneisiin ongelmiin. Käyttäjätuki oli näiden kahden ohjelman osalta englanninkielistä. Käyttöohjeista erityisesti on syytä mainita RFEM:n ohjekirjat, jotka ovat havainnollisia ja selvittävät varsin paljon myös laskennan taustateoriaa. Robotin osalta asiat, jotka eivät selvinneet ohjelman sisäisestä manuaalista, ratkesivat laadukkaan internet-foorumin kautta. Kyseiselle foorumille lähetettyihin viesteihin voivat vastata paitsi muut käyttäjät myös ohjelman kehityksestä vastaavat henkilöt. Näin ollen täsmällistä tietoa ohjelman toiminnasta ja rajoituksista oli saatavilla. SCIA:n

osalta tutkimuksen aikana turvauduttiin käyttöohjeeseen ja sähköpostin kautta toimivaan käyttäjätukeen, josta sai täsmällisiä vastauksia parin päivän viiveellä.

Kaiken kaikkiaan voidaan todeta, että minkään ohjelman kohdalla ei esiintynyt ongelmaa, vikaa tai kysymystä, johon ei ratkaisua olisi ollut saatavissa.

6.6 Betonimitoitushjelmien käytön filosofiaa

Käytettäessä FEM-laskentaohjelmia rakenteiden mitoitukseen on käyttäjällä – jonka tulisi aina olla asiantunteva rakennesuunnittelija – oltava riittävä käsitys tarkasteltavan rakenteen toiminnasta ja kyky ymmärtää, ovatko saadut tulokset lähelläkään oikeita. Laskentaohjelmissa on betonimitoitusta varten kymmeniä, jopa satoja asetuksia, jotka vaikuttavat vaihtelevalla suuruudella saataviin tuloksiin. Kuten aikaisemmin on esitetty, ohjelmien kyky siirtää FEM-laskennasta saatavat voimasuureet betonimitoitusmoduuliinsa ja suorittaa betonimitoitus näiden perusteella oikein, ei riipu käyttäjästä. Käyttäjä muokkaa laskenta-asetuksia ohjelman määrittelemissä rajoissa, mutta varsinaiseen ohjelmansisäiseen laskentaan suunnittelija ei voi vaikuttaa. Käyttäjän vastuulla on viime kädessä päättää, minkälaisia rakennesuunnitelmia hän laatii ja ohjelman antamat tulokset ovat ainoastaan apuna tässä päätöksessä.

Tätä tutkimusta tehtäessä havaittiin jo ennalta pääteltävissä ollut filosofinen dilemma, joka koskee minkä tahansa rakenteen mitoittamista laskentaohjelmilla tai mitoitus-pohjilla: käyttäjän kokemus ja ymmärrys rakenteen toiminnasta ohjaavat laskentaohjelmasta saatavaa tulosta. Näin ollen tulos ei ole yksiselitteinen ja aina toistettavissa käyttäjästä riippumatta, vaan tapauskohtainen. Käyttäjällä on tietynlainen oletus siitä, millaisia tuloksia laskentaohjelman pitäisi antaa, ja tulosten ollessa tästä oletuksesta poikkeavia käyttäjä muuttaa ohjelman asetuksia toivoen tuloksen alkavan muistuttaa oletustaan. Tämä saattaa olla yksinkertaisessa tapauksessa, joka on käyttäjälle entuudestaan tuttu ja hallittu – esimerkiksi yksiaukkoisen betonipalkin vetoterästen mitoittaminen – perusteltu ja turvallinen tapa toimia. Kuitenkin monimutkaisessa tapauksessa, jossa käyttäjällä ei ole tietoa tai oletusta jonkin erityiskohdan käyttäytymisestä tietyssä tilanteessa ja tietyillä kuormilla, hän ei voi ohjata asetuksilla tuloksia haluamaansa suuntaan, koska tätä suuntaa ei ole. Esimerkkinä voidaan mainita mitoitusohjelma, jossa kuorirakenteeseen syntyy suhteellisen suuria pistemäisiä rasituksia, ja käyttäjän tehtävänä on päätellä, ovatko ne todellisia vai elementtimenetelmästä ja ohjelman toiminnasta johtuvia virheellisiä häiriöarvoja. Tämän tutkimuksen laattarakenteen aukon reunoilla havaittiin suuria rasituksia ja eri ohjelmien antamat tulokset poikkesivat näillä alueilla merkittävästi toisistaan. Käyttäjän vastuulla on päättää, millä voimasuureiden arvoilla rakenne mitoitetaan. On selvää, että väriä asetuksia käyttämällä tulokset voivat olla vaarallisia toteutetun rakenneratkaisun osalta eikä tällaisia tuloksia pitäisi koskaan käyttää. Dilemmana on, että mitä enemmän tarvetta tietokoneavusteiselle laskennalle on, sitä todennäköisemmin sen tulokset ovat virheellisiä. Laskentaohjelman tarve korreloi tuloksen virheellisyyden kanssa.

Tätä tutkimusta tehdessä allekirjoittanut havaitsi, että ohjelmia käytettäessä laskenta-asetuksia tuli muutettua kärjistäen sanottuna niin pitkään, että tulokset vastasivat vertailuarvoja ja luotettaviksi oletettavien muiden ohjelmien antamia tuloksia. Mikäli tutkimus olisi tehty ohjelmakohtaisesti ja toisista ohjelmista sekä vertailulaskelmista riippumattomasti, saattaisi esitetyissä tuloksissa olla satojen prosenttien eroja ohjelmien välillä.

7 JOHTOPÄÄTÖS JA KEHITYSEHDOTUKSET

Kaikki työssä tutkitut ohjelmat antoivat tuloksen tarkastelluissa kohdissa rakenteita. Huomionarvoista on, että muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta tulokset ovat varsin yhteneviä. RFEM, Robot ja SCIA antoivat selvästi parempia tuloksia kuin Sofistik ja Staad verrattaessa kokonaisuutta, jossa pilarimitoitus luonnollisesti on mukana. Kun tarkastellaan tuloksia ilman pilarimitoitusta, voidaan todeta kaikkien tarkasteltujen ohjelmien antavan suhteellisen samanlaiset tulokset. Laskennallisesti parhaiten suoriutui SCIA. On kuitenkin syytä muistaa, että kuten aikaisemmin on todettu, työssä on ohjattu ja tarkastettu laskentaa jatkuvasti verraten sitä vertailutuloksiin ja muihin ohjelmiin. Käyttäjälle tyypillisessä todellisessa mitoitusongelmassa ei vertailuarvoja välttämättä ole käytettävissä. Käytettäessä laskentaohjelmaa mitoituksessa on oltava käsinlaskennalla ja kokemuksella saatu tuntuma siihen, millainen tuloksen kuuluisi olla.

Kokenut käyttäjä hyötyy laskentaohjelmista tavanomaisissa ongelmissa, koska lähtöarvojen syöttämiseen erillisiin laskentapohjiin ei tarvitse käyttää aikaa. Lisäksi laskentamalli on usein joka tapauksessa tehty esimerkiksi koko rakennuksesta, joten rakenneosien mitoittaminen ja niille oikeiden voimasuureiden syöttäminen on suhteellisen vaivatonta. Oletuksena tietysti on, että käytettävä ohjelma mitoittaa kyseisen betonirakenteen oikein. Lisäarvona mitoitusohjelmalla tehdyssä mitoituksessa on myös esimerkiksi mallinnus- ja laskentaohjelman linkittäminen toisiinsa, jolloin mitoitus tuloksen tuottamat raudoitukset voidaan viedä suoraan mallinnusohjelmaan. Tämä on tulevaisuuden visio, joka ei toimi tällä hetkellä vielä ideaalisesti, vaikka useita BIM-FEM-linkityksiä onkin saatavilla.

Käyttöliittymä ja sitä kautta käyttökokemus oli jokaisen tarkastellun ohjelman kohdalla hyvin erilainen verrattuna muihin. Tiedyt ohjelmat ovat havainnollisempia, sulavampia ja helppokäyttöisempiä kuin toiset. Tällä on hyvin suuri merkitys käyttäjän kannalta, koska kyseessä on mahdollisesti päivittäin käytössä oleva FEM-laskennan ja rakennemitoituksen perustyökalu. Allekirjoittaneen subjektiivinen mielipide on, että huolimatta erittäin hyvistä tuloksista, SCIA:n käyttöliittymä ei ole tarkasteltujen ohjelmien parhaimmistoa. RFEM on selkeästi havainnollisin ja toiminnaltaan sulavin, vaikkakin Sofistikin animoidut taipuma- ja rasituskuvaajat ovat visuaalisesti näyttäviä ja sitä kautta havainnollisempia. Staadin käyttöliittymä on vanhanaikainen, mikä ei sinänsä tee ohjelmasta huonoa. Kuitenkin Staadin rajoittuneisuus ja käytön kankeus eivät tee siitä houkuttelevaa. Robot on betonimitoitukseltaan kattava ohjelma, jonka käyttöliittymä ei jää paljon RFEM:n erinomaisesta jälkeen.

Kaikissa tarkasteltujen rakenteiden kohdissa ja pisteissä murtorajatilan vaatimus oli määräävä rakenteiden dimensioiden, materiaaliominaisuuksien ja kuormien seuraukse-

na, ja kaikki ohjelmat päätyivät tähän tulokseen. Aiemmin on kuvattu mitä asioita mikäkin ohjelma käyttörajatilassa ottaa huomioon, ja selvästi havaittiin, että ohjelmat kyllä huomioivat taipumat, halkeamaleveydet ja jännitysten rajoittamisen niiltä osin kuin ne niiden ominaisuuksiin kuuluvat. Kuitenkaan näiden tulosten paikkansapitävyyttä ei voida tämän tutkimuksen perusteella vahvistaa. Se edellyttäisi joko sellaisten rakenteiden tutkimista, joissa käyttörajatila on määräävä, tai vaihtoehtoisesti erillisiä vertailuja jännitys-, halkeamaleveys- ja taipumalaskelmista.

7.1 Tulevat ohjelmaversiot

Tietokoneohjelmille tyypillinen piirre on niiden jatkuva kehitys ja kehittyminen. Tarkastellut ohjelmaversiot edustavat aikansa tilannetta, mutta luonnollisesti ohjelmistokehittäjien intressinä on parannella tuotteitaan jatkuvasti. Näin on myös betonimitoitusohjelmien kohdalla, ja esimerkiksi Dlubal kertoo avoimesti RFEM-sivustollaan, minkälaisia mitoitusmoduuleita ollaan työstämässä ja mikä niiden valmiusaste on. Työn kirjoitushetkellä tulevia lisäosia olivat muiden muassa EC7-mukainen anturamitoitus sekä EC2-mukainen teräsbetonilaatan halkeilleen tilan käyttörajatila-analyysi, jotka molemmat ilmestyivät tämän tutkimuksen aikana. Esimerkkinä kehitteillä olevasta mitoitusmoduulista on liittopalkkien- ja pilareiden laskenta EC4-mukaisesti.

7.2 Kehitysehdotukset ja yleiset puutteet

Ohjelmien pitäisi kertoa selkeästi ja seikkaperäisesti miten mikäkin mitoitusarvo on saatu ja mistä kohtaa Eurokoodia kaava löytyy. Tämä on joidenkin ohjelmien kohdalla kunnossa, mutta ei läheskään kaikkien. Rakennesuunnittelijalle on selvää hyötyä siitä, että hän pystyy selkeästi kertomaan esimerkiksi vastaavalle rakennesuunnittelijalle, miten ohjelma on tulokseen päätenyt. Selvästi selkeimmin laskennan vaiheista raportoi RFEM, kun taas heikoimmin tällä osa-alueella suoriutuvat Robot ja SCIA.

Toinen harkinnan arvoinen uudistus ohjelmiin olisi niin kutsutun yksinkertaistetun laskennan mahdollistaminen. Mikäli betonipoikkileikkauksesta saisi selkeästi poikkileikkaussuureet ja esimerkiksi taivutusmomenttikestävyuden sekä halkeilleen sekä viruneen tilan taivutusjäykkyydet, ei erillisiä mitoituspohjia näitä varten tarvitsisi käyttää. Yksinkertaistetussa laskennassa tavoitteena voisi olla, että kaikki Eurokoodeihin liittyvät suunnittelijan päätösvallassa olevat niin sanotut toisarvoiset asiat olisi sivuutettu. Esimerkkinä voidaan mainita mitoitustilanne, jossa hyvin yksinkertaisesti saisi vaaditut teräsmäärät palkille ja voisi kokeilla eri raudoitussijoittelujen toimivuutta rakenteessa. Lisäämällä terästä taipuma havainnollisesti pienenisi kuten myös halkeamaleveys. Tällainen filosofia on eräissä yksinkertaistetuissa mitoitusohjelmissa, mutta samankaltainen toiminnallisuus voitaisiin tuoda myös hyvin kehittyneisiin laskentaohjelmiin. Yksinkertaistetun mitoituksen ei tarvitsisi sulkea pois mitään vaativan laskennan asetuksia tai ominaisuuksia, vaan toimia ikään kuin vaihtoehtona satojen asetusten valinnalle.

7.3 Jatkotutkimusehdotukset

Eräänä hyödyllisenä jatkotutkimuksena voitaisiin tämän työn kaltaisilla menetelmillä tutkia, miten onnistuneesti esimerkiksi samat ohjelmat mitoittavat betonisia anturoita. Perustusmitoituksessa usein aikaa vievin vaihe on laskennasta saatavien voimasuureiden siirtämien erillisiin mitoituspohjiin. Tämä menettelytapa ei ole dynaaminen, vaan sen tulokset mitätöityvät heti kun mallia muutetaan ratkaisevasti. Rakennesuunnittelija hyötyisi toimivasta anturamitoitusmoduulista laskentaohjelman sisällä, jossa mielellään voisi myös järkevöittää anturakokojen valintaa. Esimerkiksi voisi valita muutaman anturakoon, joihin ohjelma sitten kaikki pilari- ja seinäanturat pakottaisi, jolloin välttyttäisiin lukuisilta erikokoisilta anturoilta.

Toinen jatkotutkimus voisi olla tarkasteltujen ohjelmien epälineaarisen betonimitoituksen tutkiminen. Pilarin mitoitus niin kutsutulla yleisellä epälineaariseen analyysin perustuvalla menetelmällä on Eurokoodin-mukainen, kuten työssä on aikaisemmin todettu. Esimerkiksi betoninormikortti 22:n kaltaista mastopilarin mitoitusmenetelmää voitaisiin tarkastella nykyaikaisten tietokoneohjelmien avulla. Epälineaarilla analyysillä pyritään yleensä vähentämään raudoituksen määrää konservatiivisempiin menetelmiin verrattuna ja näin ollen optimoimaan rakenteita. Tilanteessa, jossa materiaalisäästö on analyysiin kuluvaa aikaa arvokkaampi, voidaan tarkempaa analyysiä pitää perusteltuna. Toisaalta menetelmien tutkiminen ja asioihin perehtyminen syvemmin avartaa rakenteiden ja lujuusopin tuntemusta, joka on poikkeuksetta tavoiteltavaa.

Tätä tutkimusta ja sen antamia tuloksia ja vertailulaskelmia voitaisiin käyttää jatkossa hyödyksi myös tutkittaessa uusia markkinoille tulevia betonimitoitusohjelmia tai jo olemassa olevien uusien ohjelmaversioita. Näin ollen vertailuarvojen määrä kasvaa jokaisen uuden ohjelman myötä ja kokonaiskuva betonimitoituksesta tietokoneohjelmilla laajenee.

LÄHTEET

- [1] Dlubal Engineering Software. Program RFEM 5 – Program Description. Tiefenbach 2012. 586 s.
- [2] Kurowski, P., Dvorak, P. Easily made errors mar FEA results. 13.9.2001. [viitattu 10.3.2013]. Saatavissa: www.machinedesign.com/article/easily-made-errors-mar-fea-results-0913.
- [3] Eurokoodi Help Desk. [viitattu 10.3.2013]. Saatavissa: www.eurocodes.fi.
- [4] RIL 201-1-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: Eurokoodit EN 1990, EN1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4. Helsinki 2011, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 190 s.
- [5] Betoniteräskomitea K54. Tiedote - SFS 1200-sarjan betoniterästen teknisten luokkien käyttäminen eurokoodimitoituksessa. Helsinki 2010, Metalliteollisuuden Standardisointiyhdistys ry.
- [6] SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2005, Suomen standardisoimisliitto SFS. 218 s.
- [7] SFS-EN 1990 +A1 +AC. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2006, Suomen standardisoimisliitto SFS. 185 s.
- [8] Kouhia, R., Tuomala, M. Rakennetekniikan numeeriset menetelmät. Luentomoniste 2009. 248 s.
- [9] Aalto J. Laattarakenteiden kimmoiset menetelmät. Luentomoniste 2009. 84 s.
- [10] Saarinen, E., Kähkönen, L. BY202 - Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2. 2. painos. Jyväskylä 1992, Suomen Betoniyhdistys. 468 s.
- [11] Rakennustekniikan käsikirja, pääjakso 3: Konstruktiotekniikka. Helsinki 1972, Kustannusosakeyhtiö Tammi. 859 s.
- [12] SFS-EN 1991 +A1 +AC. Eurokoodi: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki 2002, Suomen standardisoimisliitto SFS. 71 s.
- [13] Outinen, H., Salmi, T. Lujuusopin perusteet. Tampere 2004, Pressus Oy. 464 s.
- [14] Nykyri, P. Betonirakenteet – Pilarit (EC2). Luentomoniste 2011. 12 s.
- [15] Nykyri, P. Betonirakenteiden suunnittelu - Leikkausmitoitus. Luentomoniste 2010. 11 s.

- [16] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 – User’s Guide. Remarks on calculating plate and shell reinforcement.
- [17] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 – User’s Guide. Method of calculating plate and shell reinforcement area.
- [18] Leskelä, M.V. BY 210 - Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Helsinki 2006, Suomen Betonitieto Oy. 711 s.
- [19] Narayanan, R.S., Beeby, A. Designers’ Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Lontoo 2005, Thomas Telford Publishing. 223 s.

LIITTEET

Liite A1:	Kuormien yhdistelykertoimet
Liite A2:	Murtorajatilan kuormitusyhdistelyt
Liite A3:	Käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt
Liite B1:	Laatan alapinnan raudoitusala – RFEM
Liite B2:	Laatan yläpinnan raudoitusala – RFEM
Liite B3:	Laatan alapinnan raudoitusala – Robot
Liite B4:	Laatan yläpinnan raudoitusala – Robot
Liite B5:	Laatan alapinnan raudoitusala – SCIA
Liite B6:	Laatan yläpinnan raudoitusala – SCIA
Liite B7:	Laatan alapinnan raudoitusala – Sofistik
Liite B8:	Laatan yläpinnan raudoitusala – Sofistik
Liite B9:	Laatan alapinnan raudoitusala – Staad
Liite B10:	Laatan yläpinnan raudoitusala – Staad
Liite C1:	Palkin veto- ja leikkausraudoitusala – RFEM
Liite C2:	Palkin veto- ja leikkausraudoitusala – Robot
Liite C3:	Palkin veto- ja leikkausraudoitusala – SCIA
Liite C4:	Palkin veto- ja leikkausraudoitusala – Sofistik
Liite C5:	Palkin veto- ja leikkausraudoitusala – Staad
Liite D1a:	Vertailulaskelmat – Palkki – Keskituen KRT-mitoitus
Liite D1b:	Vertailulaskelmat – Palkki – Kentän KRT-mitoitus
Liite D2:	Vertailulaskelmat – Pilari
Liite D3:	Vertailulaskelmat – Laatta – MRT-mitoitus
Liite D4a:	Vertailulaskelmat – Laatta – Tuen KRT-mitoitus
Liite D4b:	Vertailulaskelmat – Laatta – Kentän KRT-mitoitus

LIITE A1: KUORMIEN YHDISTELYKERTOIMET

A1.2.2 Kertoimien ψ arvot

(1) Kertoimille ψ määritellään arvot.

HUOM. [AC] Yleisimpiä kuormia koskevat kertoimien ψ suositukset esitetään taulukossa A1.1. Ks. EN 1991-1-6 toteuttamisen aikaisten kuormien ψ kertoimien osalta. <AC]

Taulukko A1.1 Kertoimien ψ suositukset rakennuksille

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,6
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) ¹⁾			
Suomi, Islanti, Norja, Ruotsi	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H > 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H \leq 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,50	0,20	0
Rakennusten tuulikuormat (ks. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (ks. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
HUOM. Kertoimien ψ arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä.			
¹⁾ Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

LIITE A2: MURTORAJATILAN KUORMITUSYHDISTELYT

|AC>

Taulukko A1.2(B) Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO eli rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus) (Saria B)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitustilanteet	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
(Yht. 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} \bar{G}_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} \bar{G}_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \bar{Q}_{k,1}$		
	$\xi \gamma_{G,j,sup} \bar{G}_{k,j,su}$	$\xi \gamma_{G,j,inf} \bar{G}_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \bar{Q}_{k,1}$		
	p				

(*) Muuttuvia kuormia ovat taulukossa A1.1 mainitut kuormat.

HUOM. 1 Valinta kaavan 6.10 tai kaavojen 6.10a ja 6.10b välillä esitetään kansallisessa liitteessä. Jos kansallisessa liitteessä valitaan 6.10a ja 6.10b, niin siinä voidaan kaavasta 6.10a poiketa lisäksi siten, että siihen sisältyvät vain pysyvät kuormat.

HUOM. 2 Osavarmuuslukujen γ ja kertoimen ξ arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Seuraavia lukujen γ ja kertoimen ξ arvoja suositellaan käytettävässä lauseketta 6.10 tai lausekkeita 6.10a ja 6.10b.

$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa)
 $\xi = 0,85$ (siten, että $\xi \gamma_{G,j,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

Ks. myös standardeista EN 1991...EN 1999 pakkoedunmuutoksille käytettäviä osavarmuusluvun γ arvoja.

HUOM. 3 Kaikkien samasta syystä aiheutuvien pysyvien kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuusluvulla $\gamma_{G,sup}$, jos kuormien kokonaisvaikutus on epäedullinen ja osavarmuusluvulla $\gamma_{G,inf}$, jos kuormien kokonaisvaikutus on edullinen. Esimerkiksi kaikkien rakenteen omasta painosta aiheutuvien kuormien voidaan katsoa aiheutuvan samasta syystä; tämä pitää paikkansa silloinkin, kun kyseessä on erilaisia materiaaleja.

HUOM. 4 Eriytistarkasteluissa osavarmuuslukujen γ_G ja γ_Q arvot voidaan jakaa osiin γ_G ja γ_Q arvot voidaan käyttää välillä 1,05...1,15 olevaa γ_{sd} -arvoa ja siitä voidaan poiketa kansallisessa liitteessä.

LIITE A3: KÄYTTÖRAJATILAN KUORMITUSYHDISTELYT

A1.4.1 Kuormien osavarmuusluvut

(1) Kuormien osavarmuusluville annetaan käyttörajatiloissa arvo 1,0, ellei standardeissa EN 1991...EN 1999 toisin edellytetä.

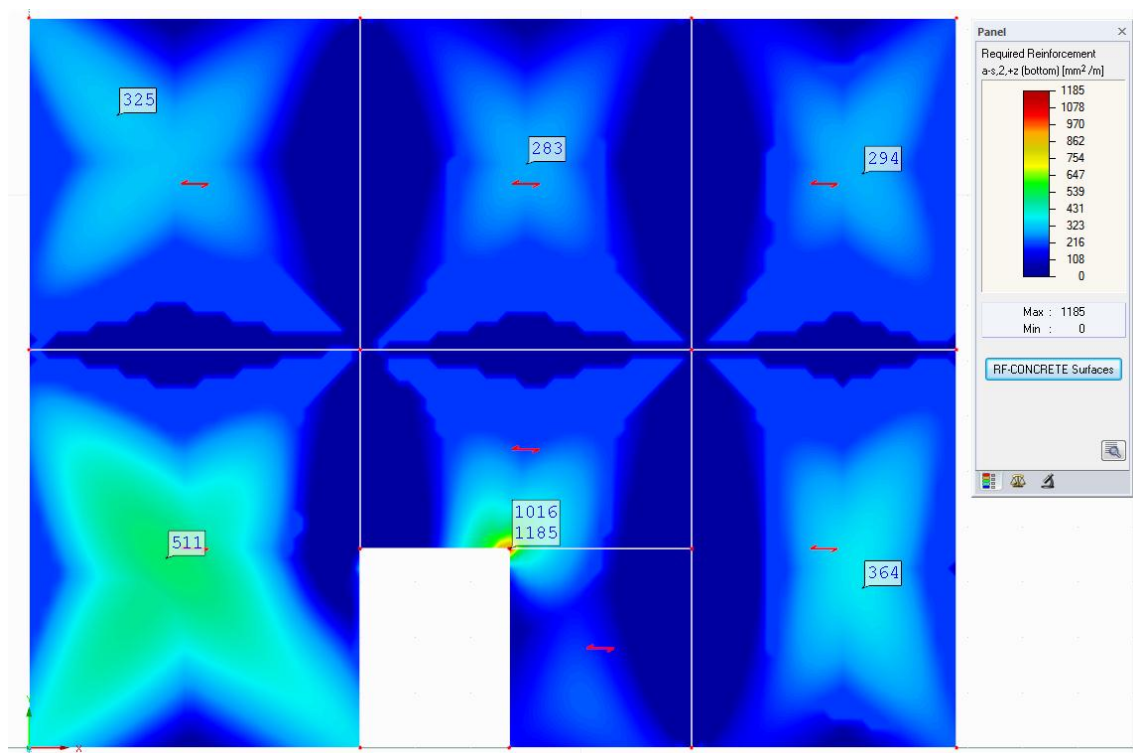
AC

Taulukko A1.4 Kuormayhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot

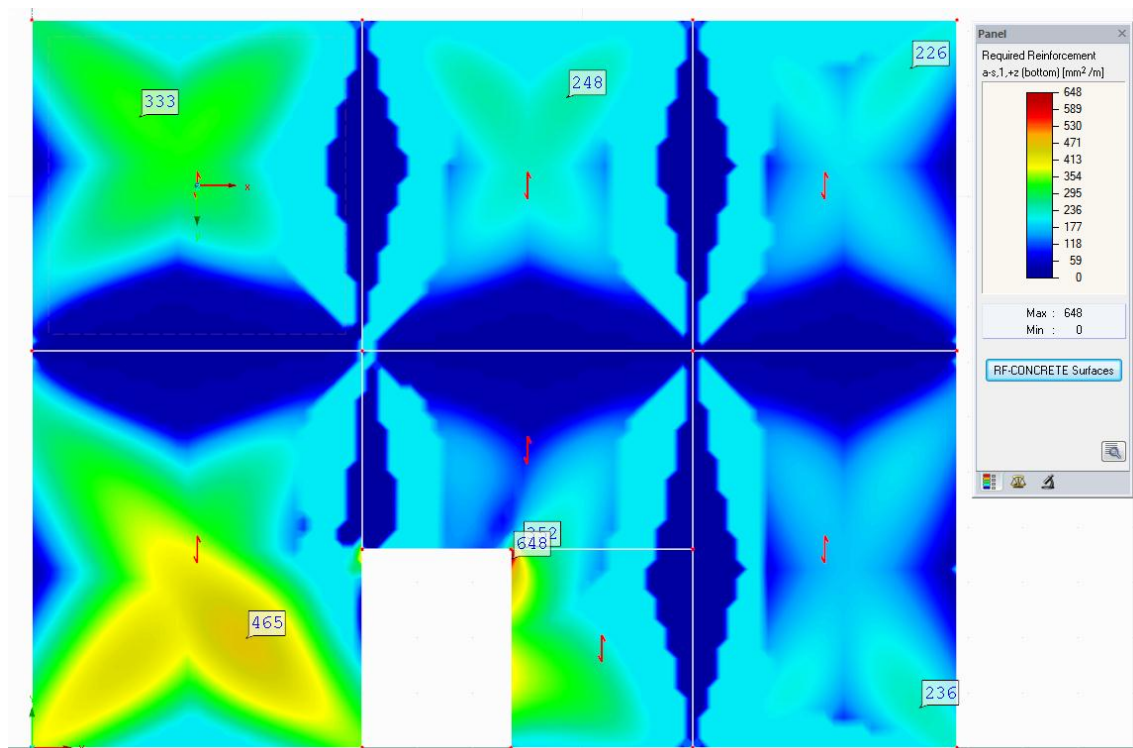
Yhdistelmä	Pysyvät kuormat G_d		Muuttuvat kuormat Q_d	
	Epäedulliset	Edulliset	Määräävä	Muut
Ominaisyhdistelmä	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Tavallinen yhdistelmä	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Pitkäaikaisyhdistelmä	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

AC

LIITE B1: LAATAN ALAPINNAN RAUDOITUSALA - RFEM

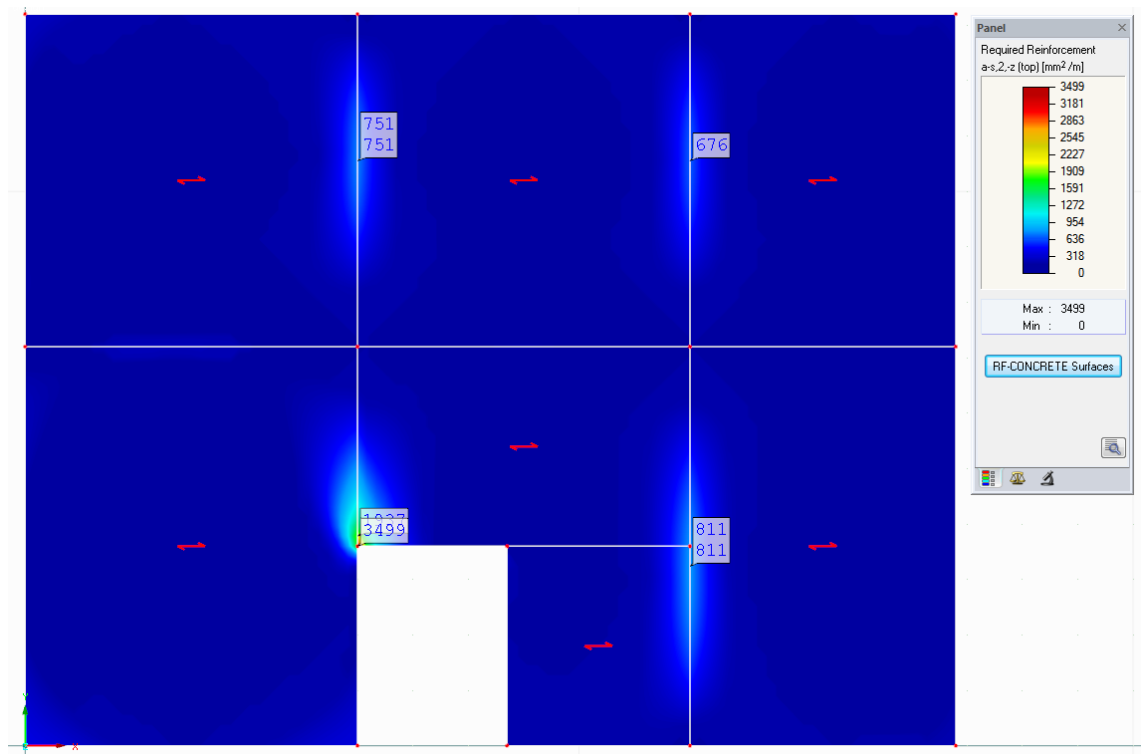


Laatan alapinnan raudoitusala x-suunnassa (RFEM)

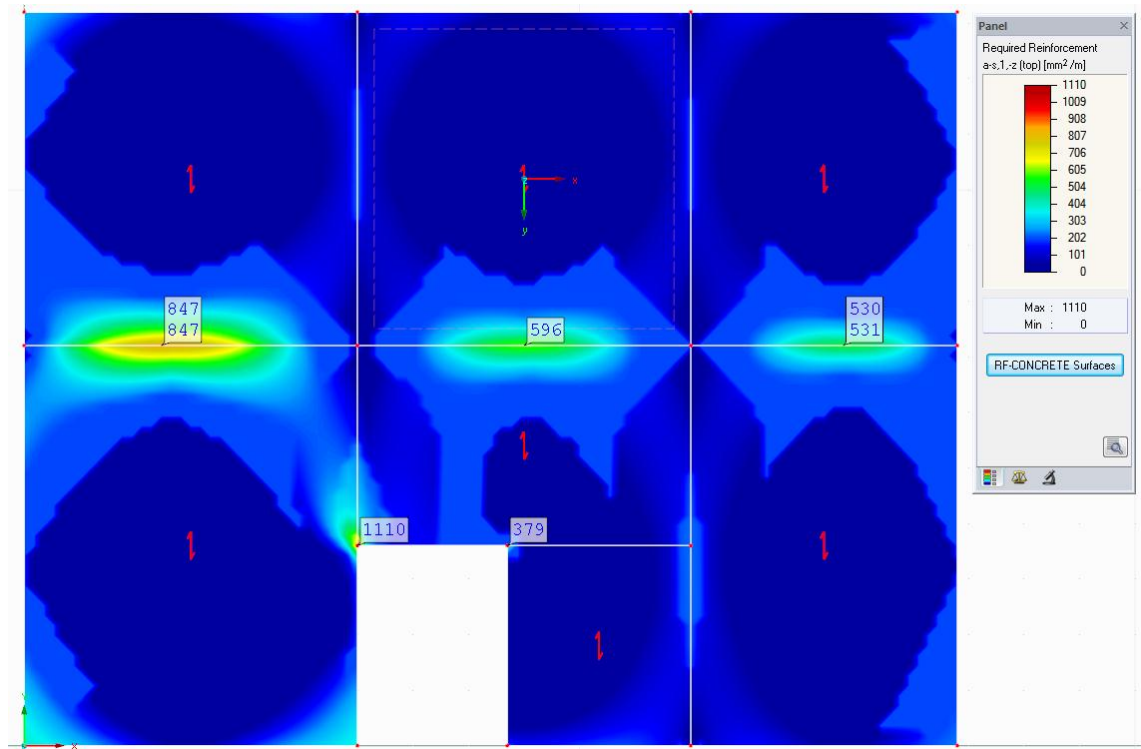


Laatan alapinnan raudoitusala y-suunnassa (RFEM)

LIITE B2: LAATAN YLÄPINNAN RAUDOITUSALA - RFEM

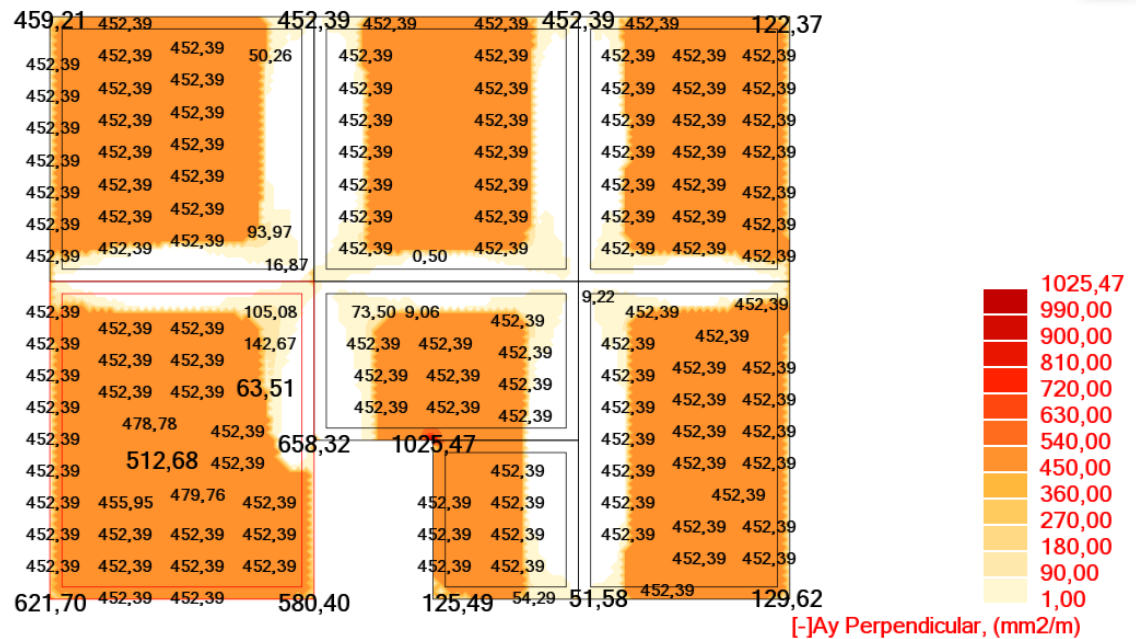


Laatan yläpinnan raudoitusala x-suunnassa (RFEM)

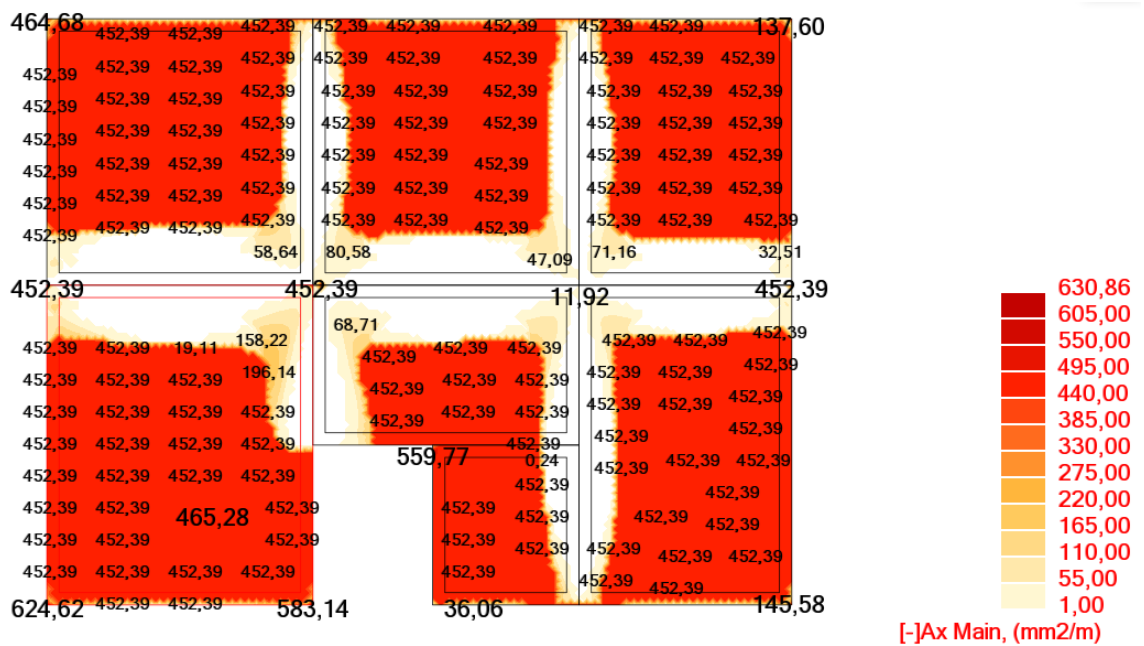


Laatan yläpinnan raudoitusala y-suunnassa (RFEM)

LIITE B3: LAATAN ALAPINNAN RAUDOITUSALA - ROBOT

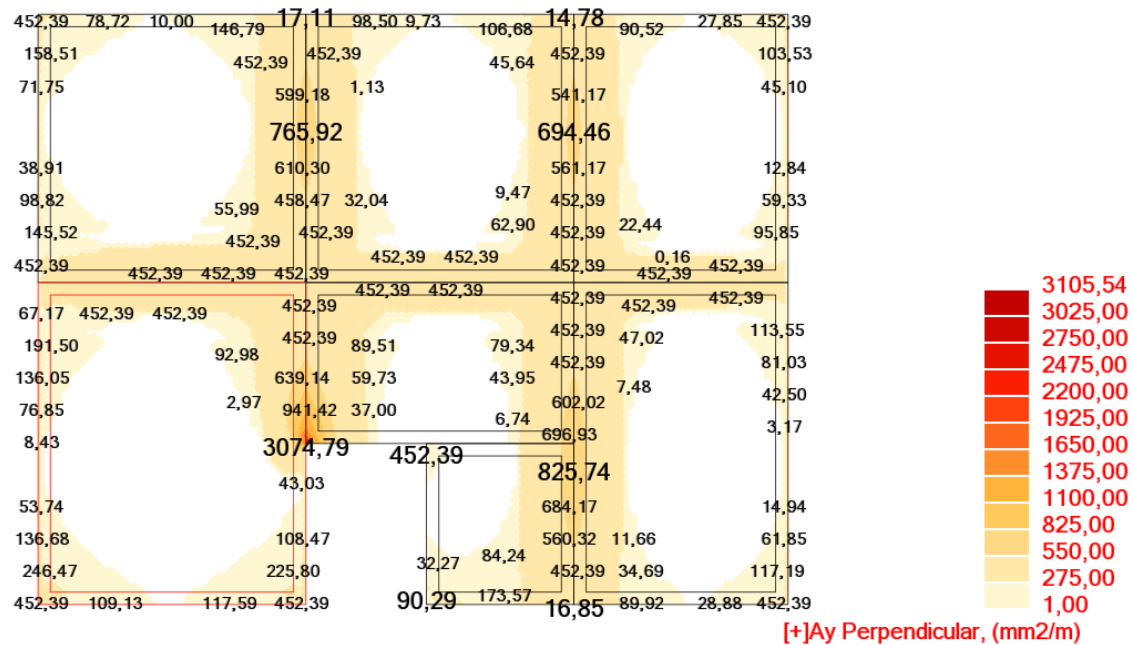


Laatan alapinnan raudoitusala x-suunnassa (Robot)

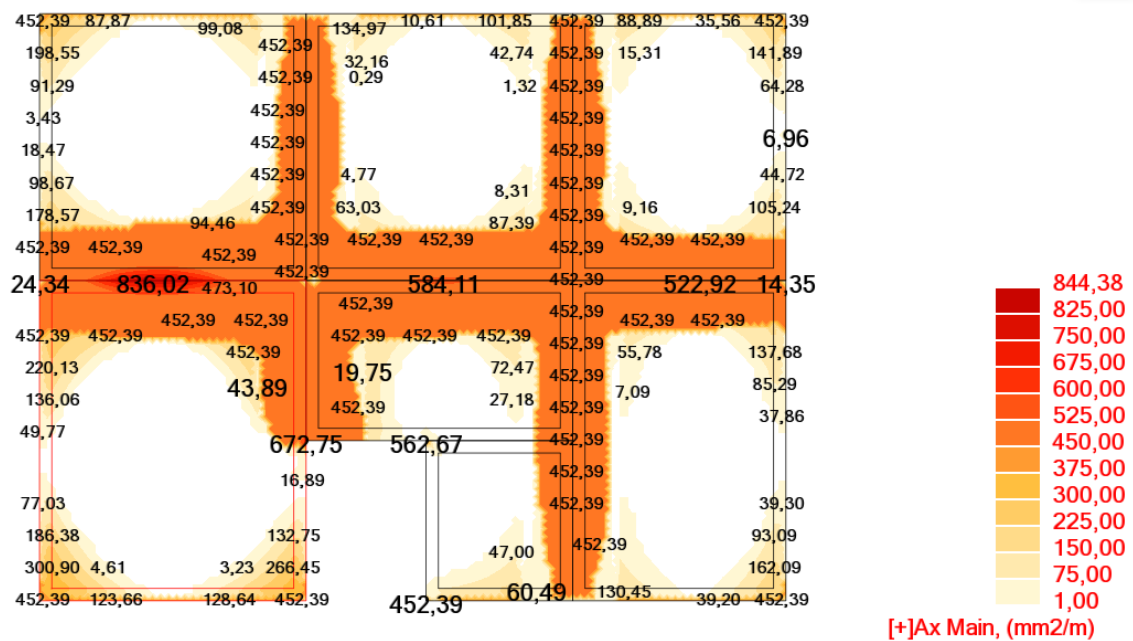


Laatan alapinnan raudoitusala y-suunnassa (Robot)

LIITE B4: LAATAN YLÄPINNAN RAUDOITUSALA - ROBOT

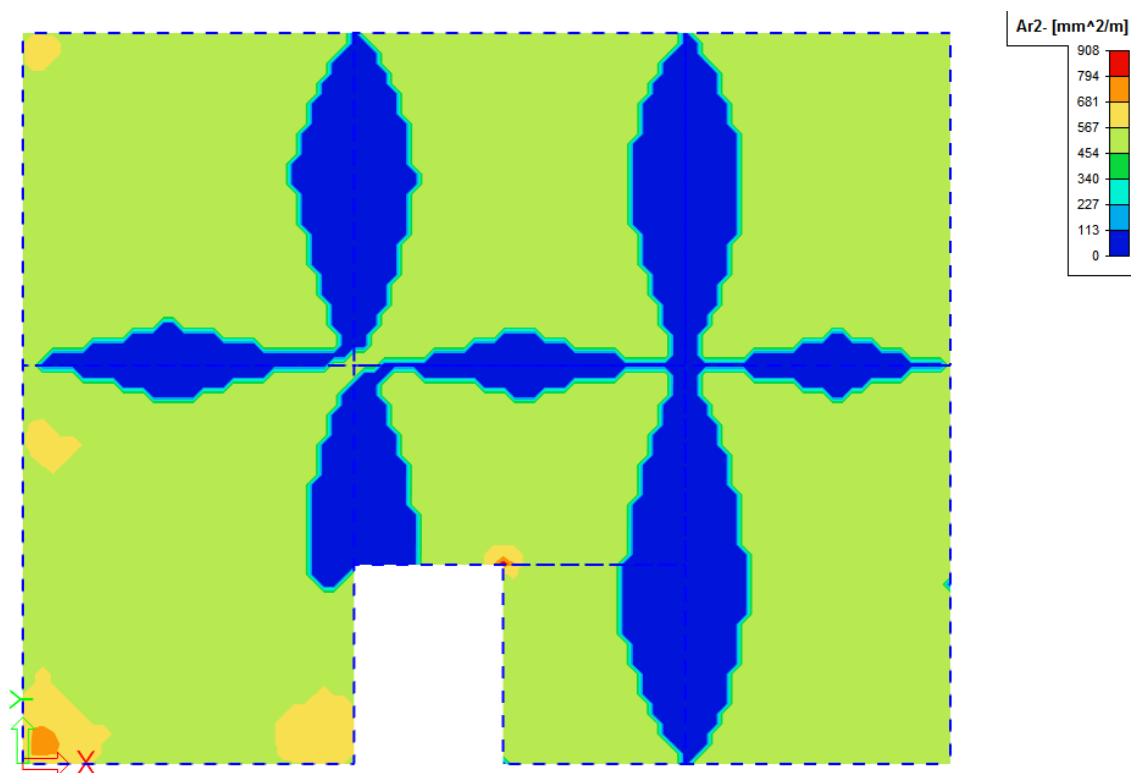


Laatan yläpinnan raudoitusala x-suunnassa (Robot)

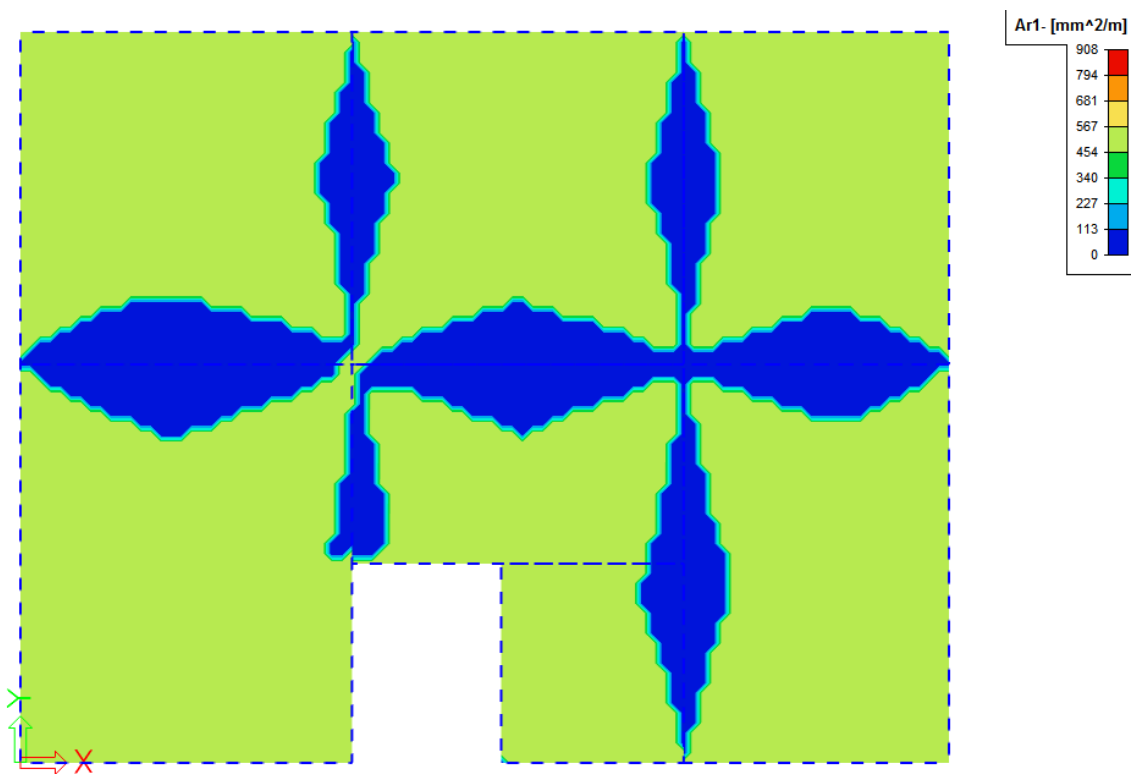


Laatan yläpinnan raudoitusala y-suunnassa (Robot)

LIITE B5: LAATAN ALAPINNAN RAUDOITUSALA - SCIA

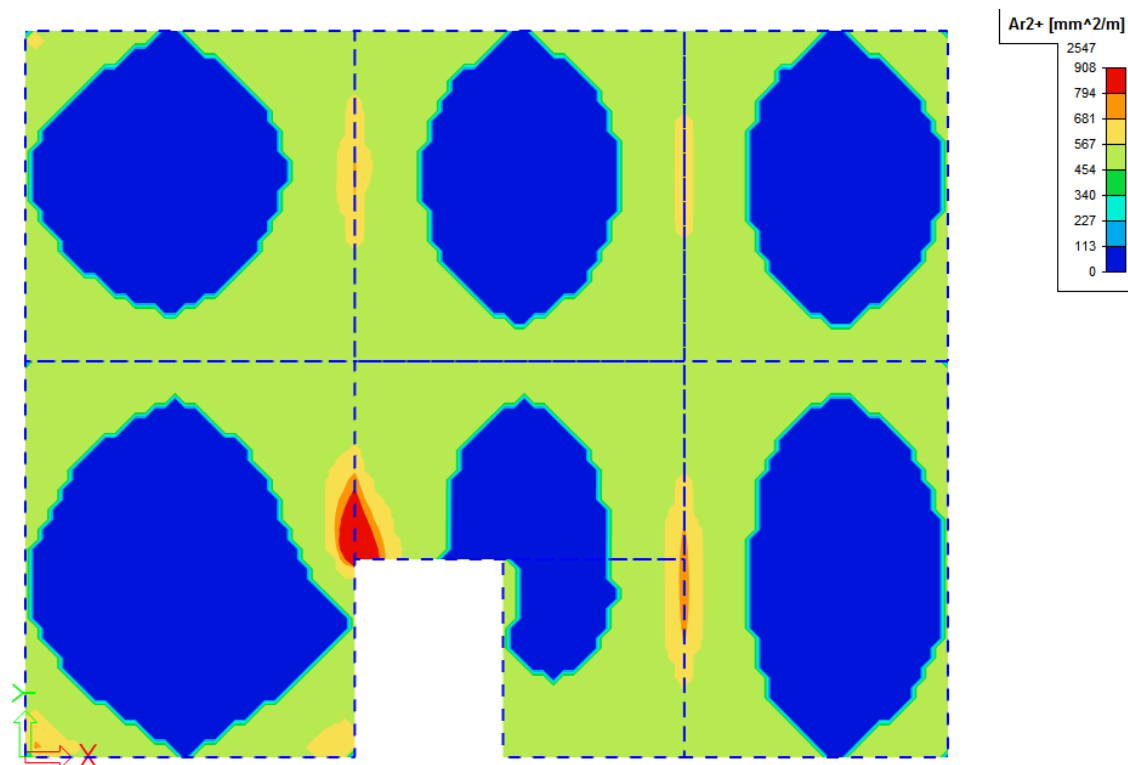


Laatan alapinnan raudoitusala x-suunnassa (SCIA)

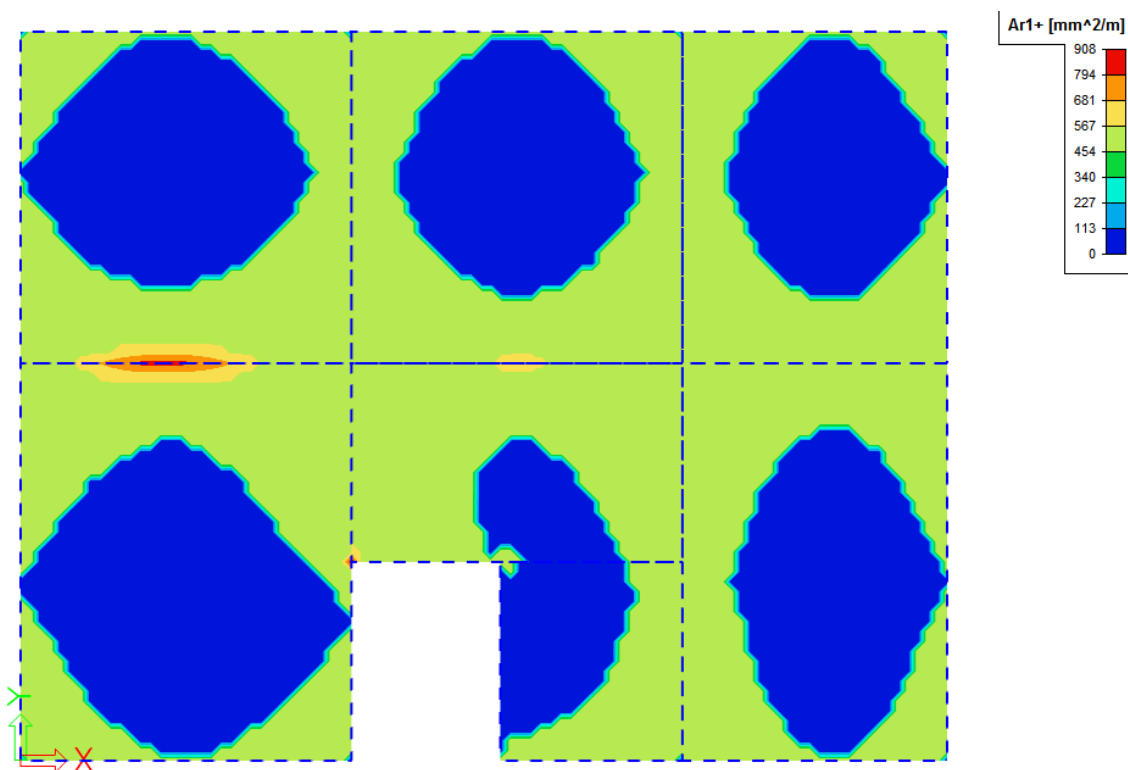


Laatan alapinnan raudoitusala y-suunnassa (SCIA)

LIITE B6: LAATAN YLÄPINNAN RAUDOITUSALA - SCIA



Laatan yläpinnan raudoitusala x-suunnassa (SCIA)

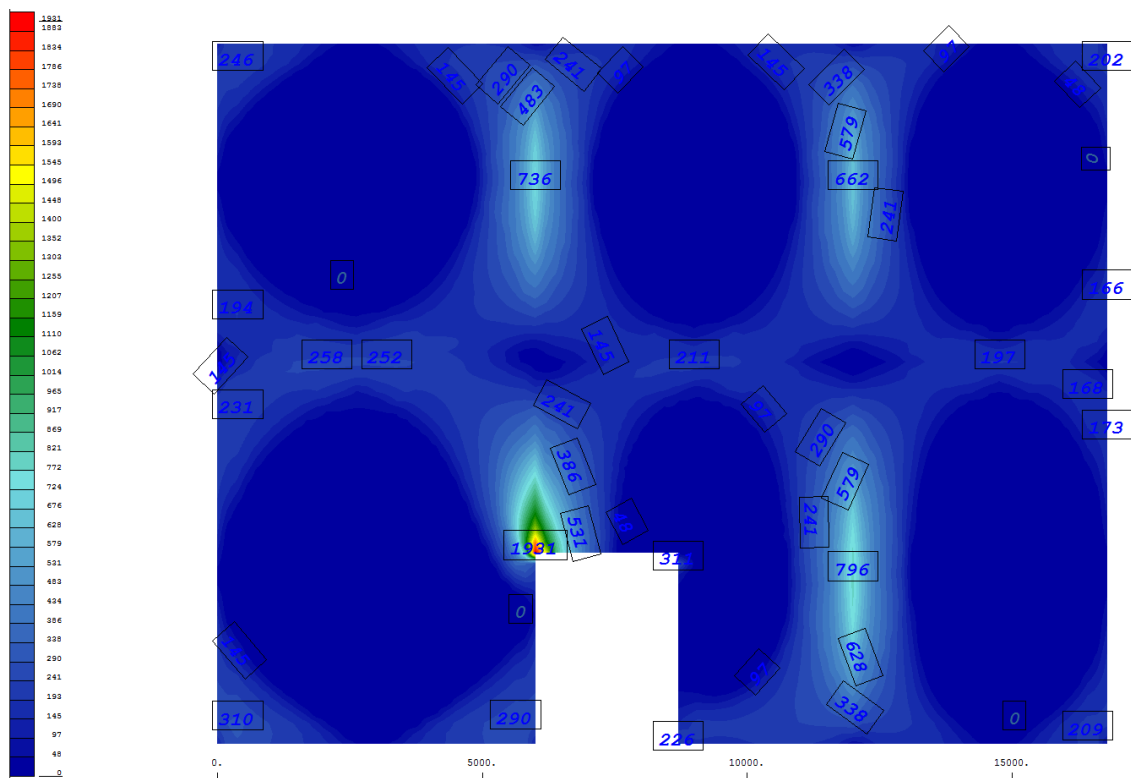


Laatan yläpinnan raudoitusala y-suunnassa (SCIA)

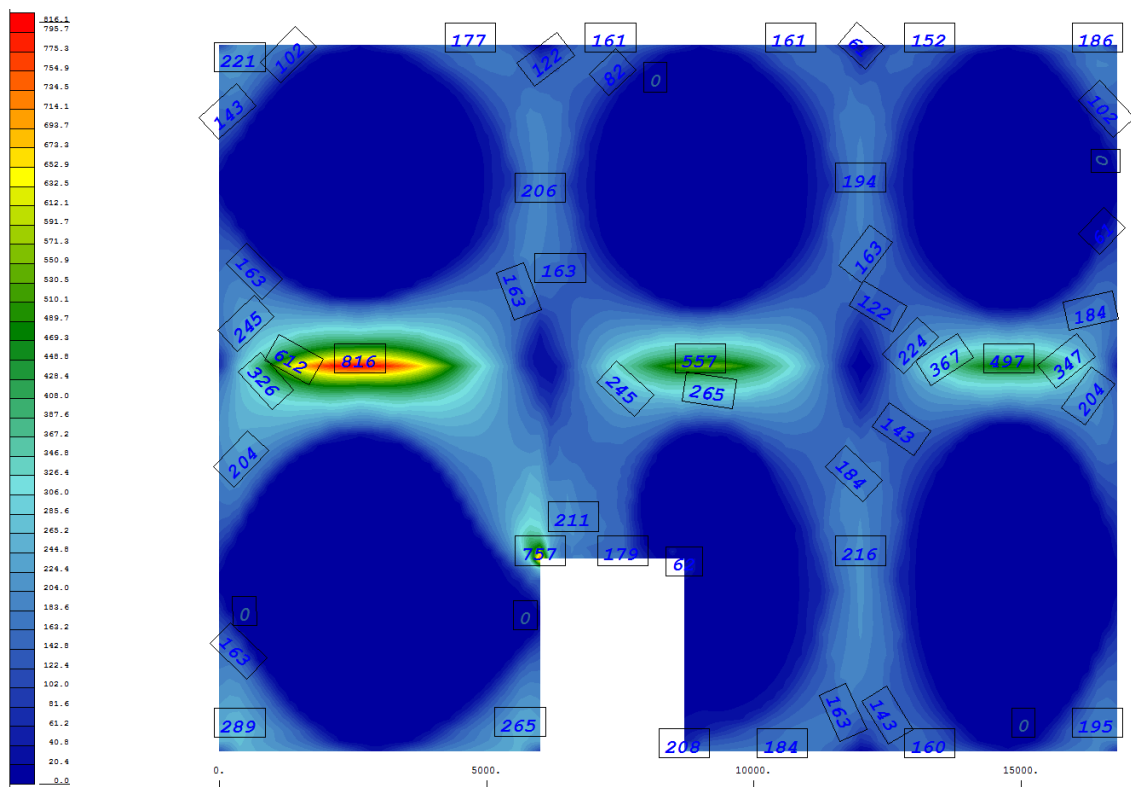
[illegible]

Laatan alapinnan raudoitusala y-suunnassa (Sofistik)

LIITE B8: LAATAN YLÄPINNAN RAUDOITUSALA - SOFISTIK

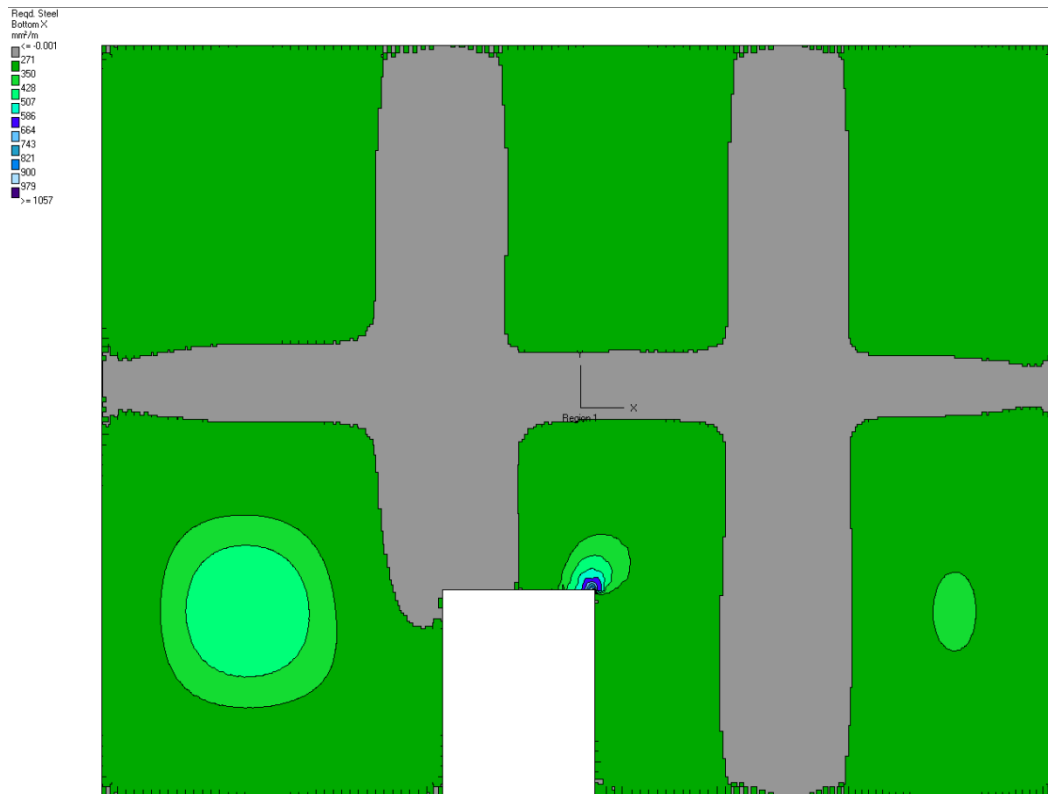


Laatan yläpinnan raudoitusala x-suunnassa (Sofistik)



Laatan yläpinnan raudoitusala y-suunnassa (Sofistik)

LIITE B9: LAATAN ALAPINNAN RAUDOITUSALA - STAAD

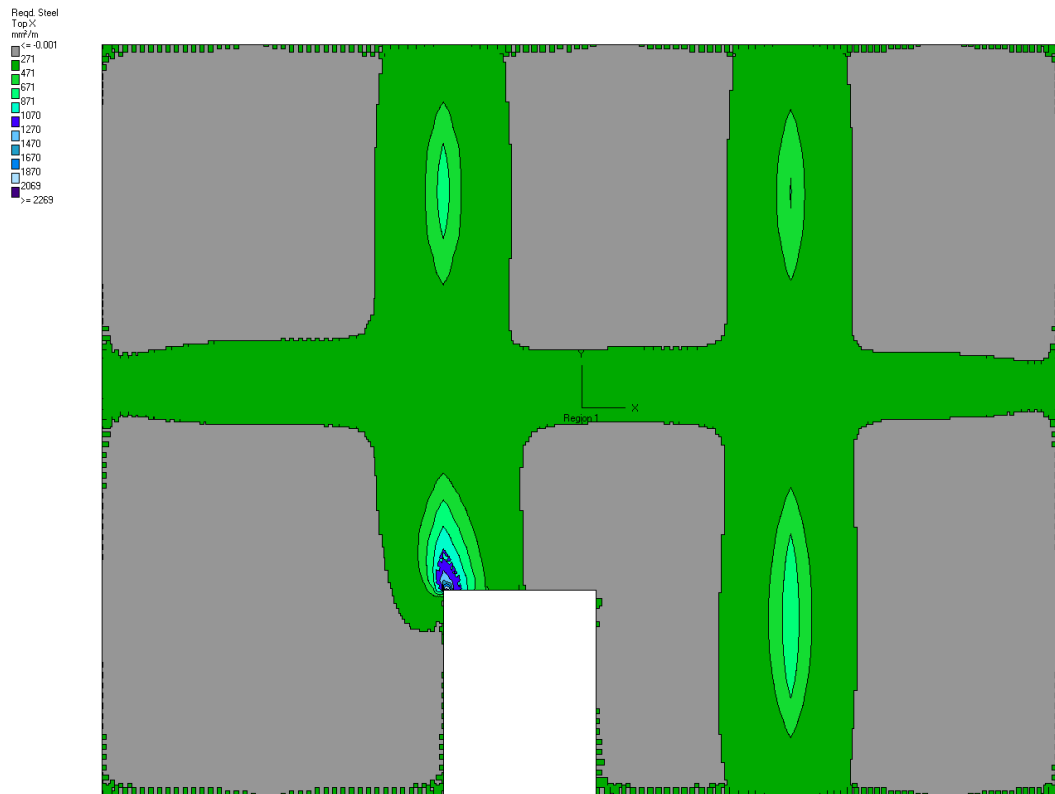


Laatan alapinnan raudoitusala x-suunnassa (Staad)

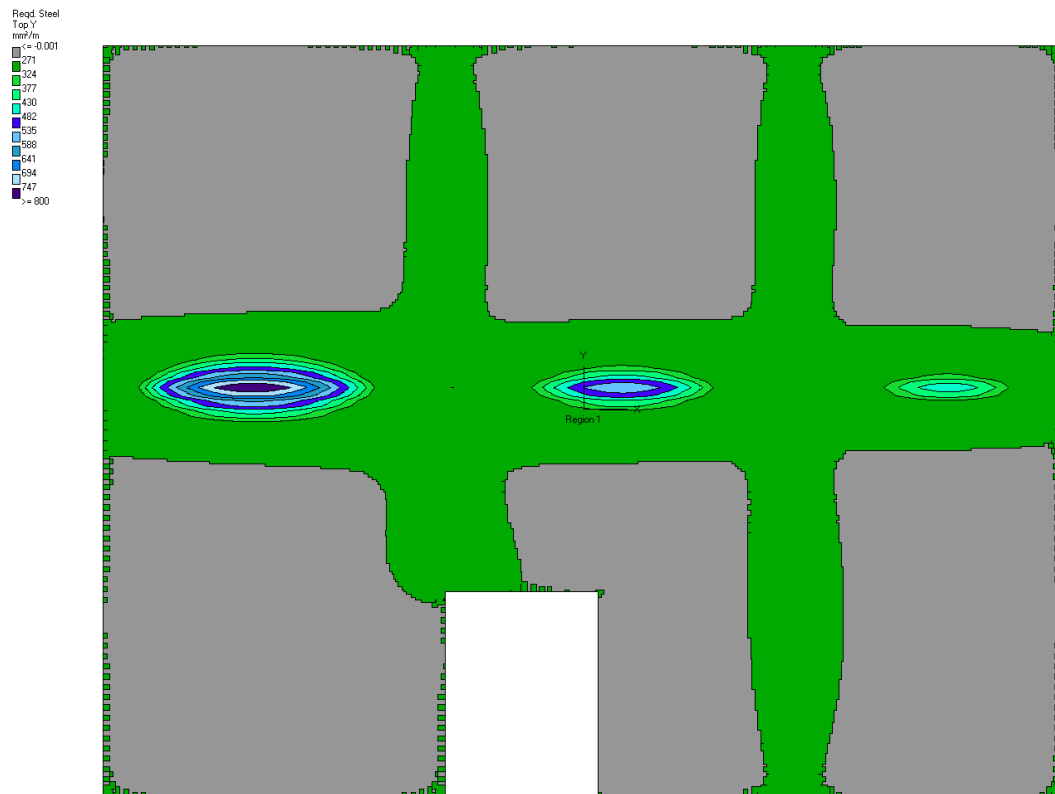


Laatan alapinnan raudoitusala y-suunnassa (Staad)

LIITE B10: LAATAN YLÄPINNAN RAUDOITUSALA - STAAD

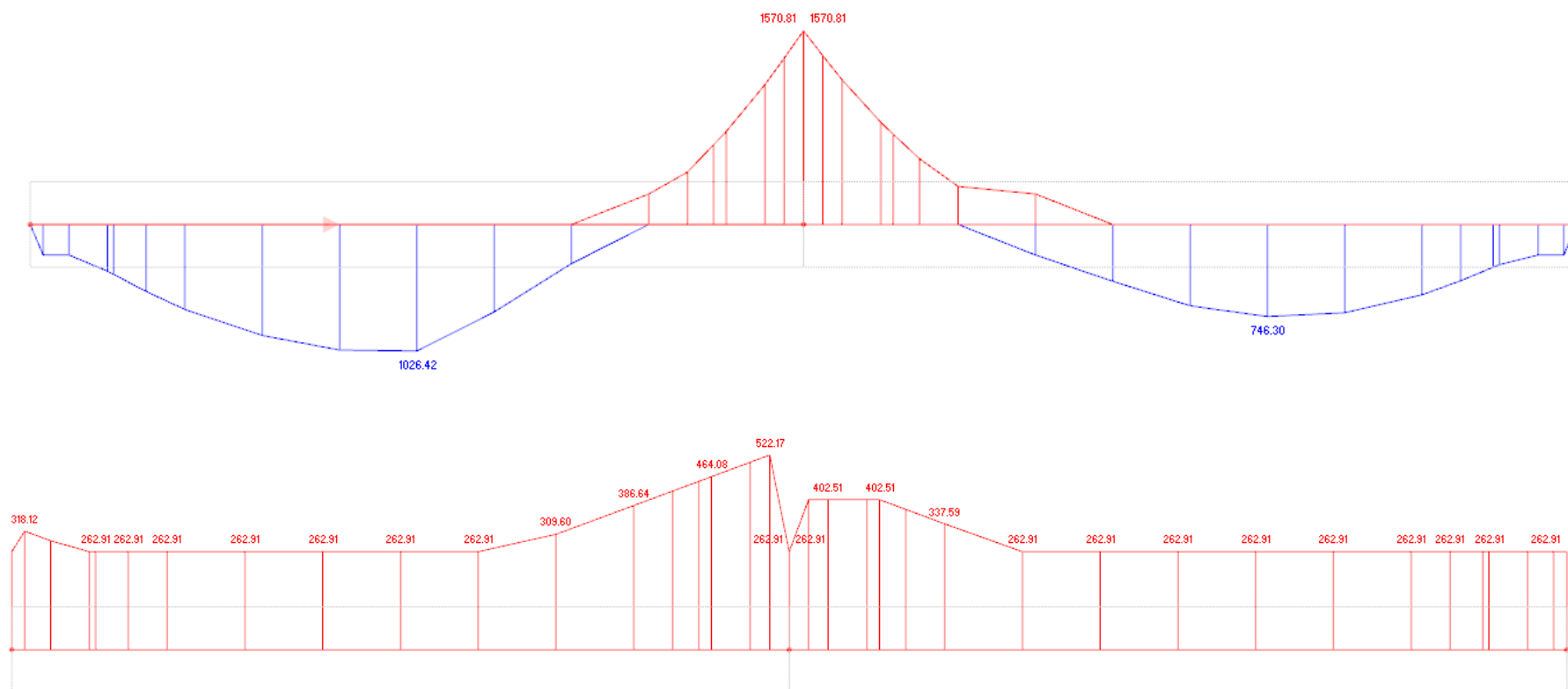


Laatan yläpinnan raudoitusala x-suunnassa (Staad)

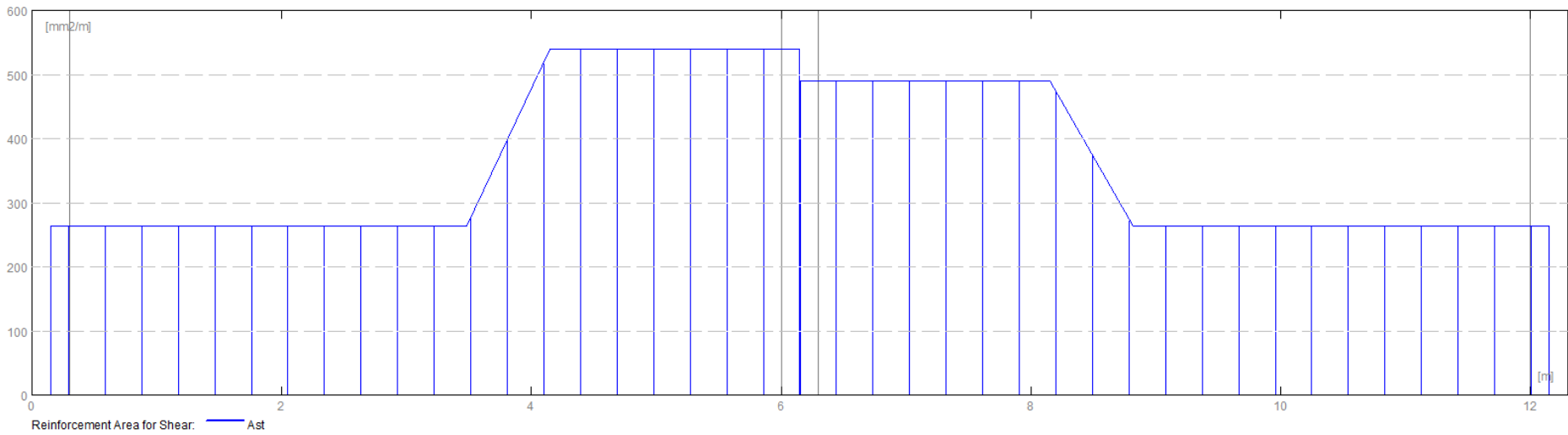
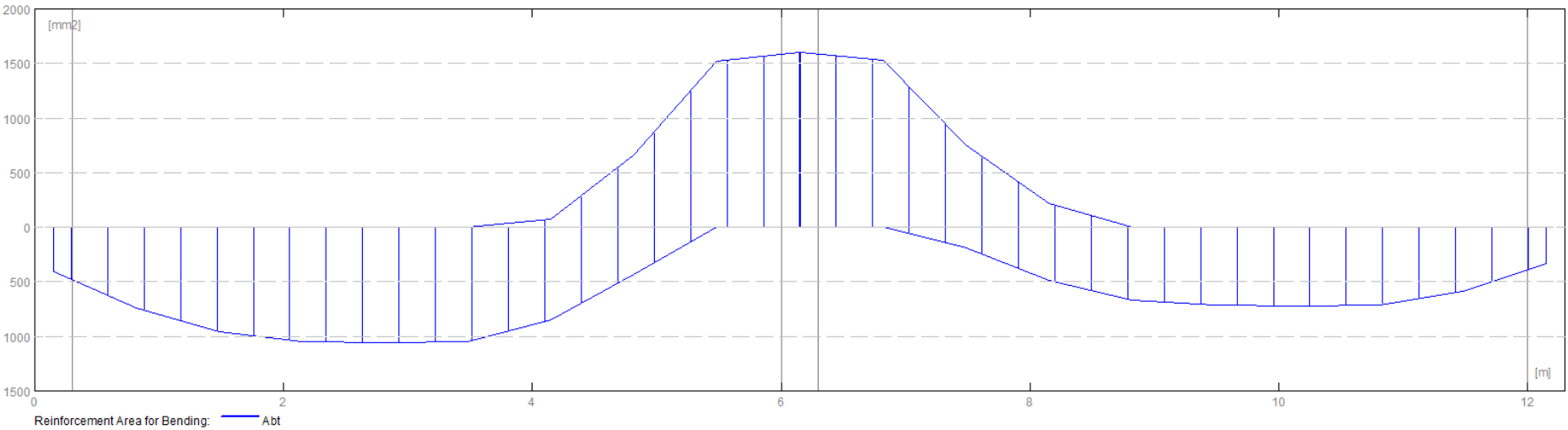


Laatan yläpinnan raudoitusala y-suunnassa (Staad)

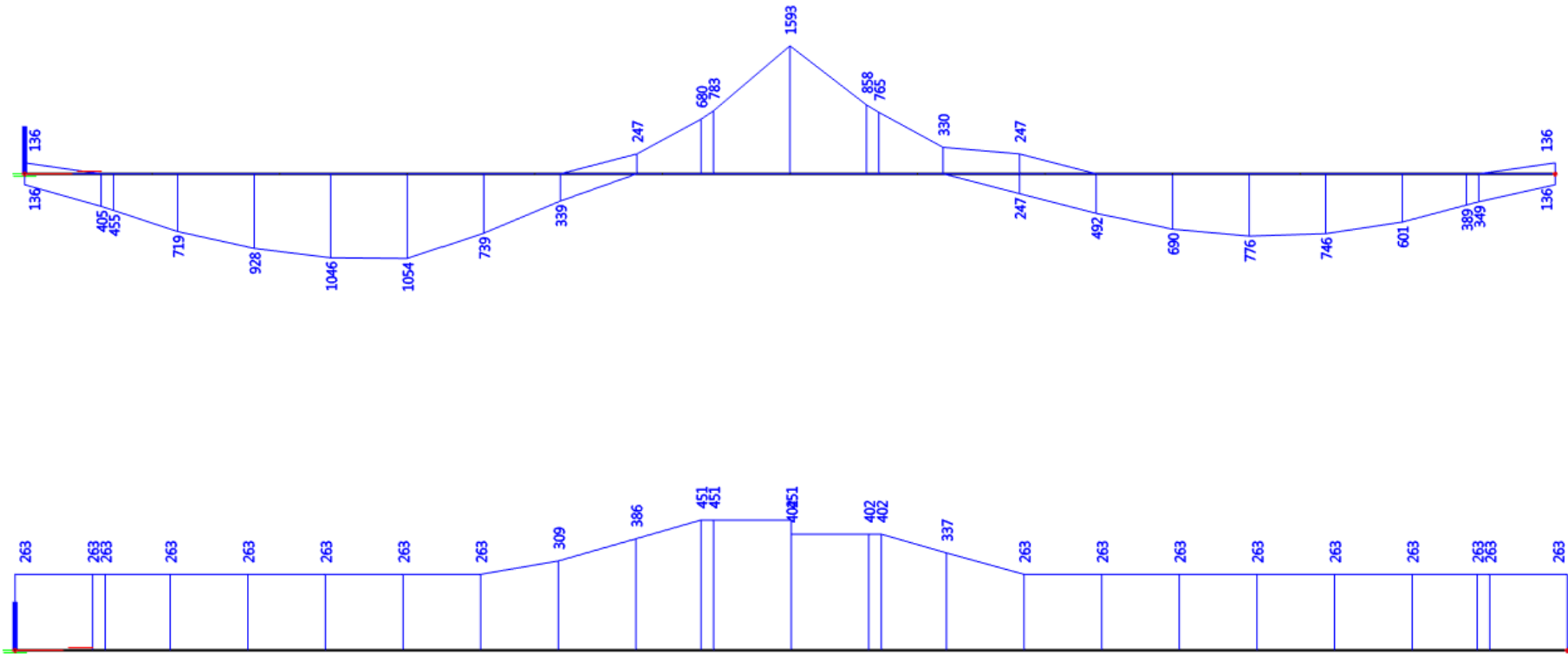
LIITE C1: PALKIN VAADITTU VETO- JA LEIKKAUSRAUDOITUSALA - RFEM



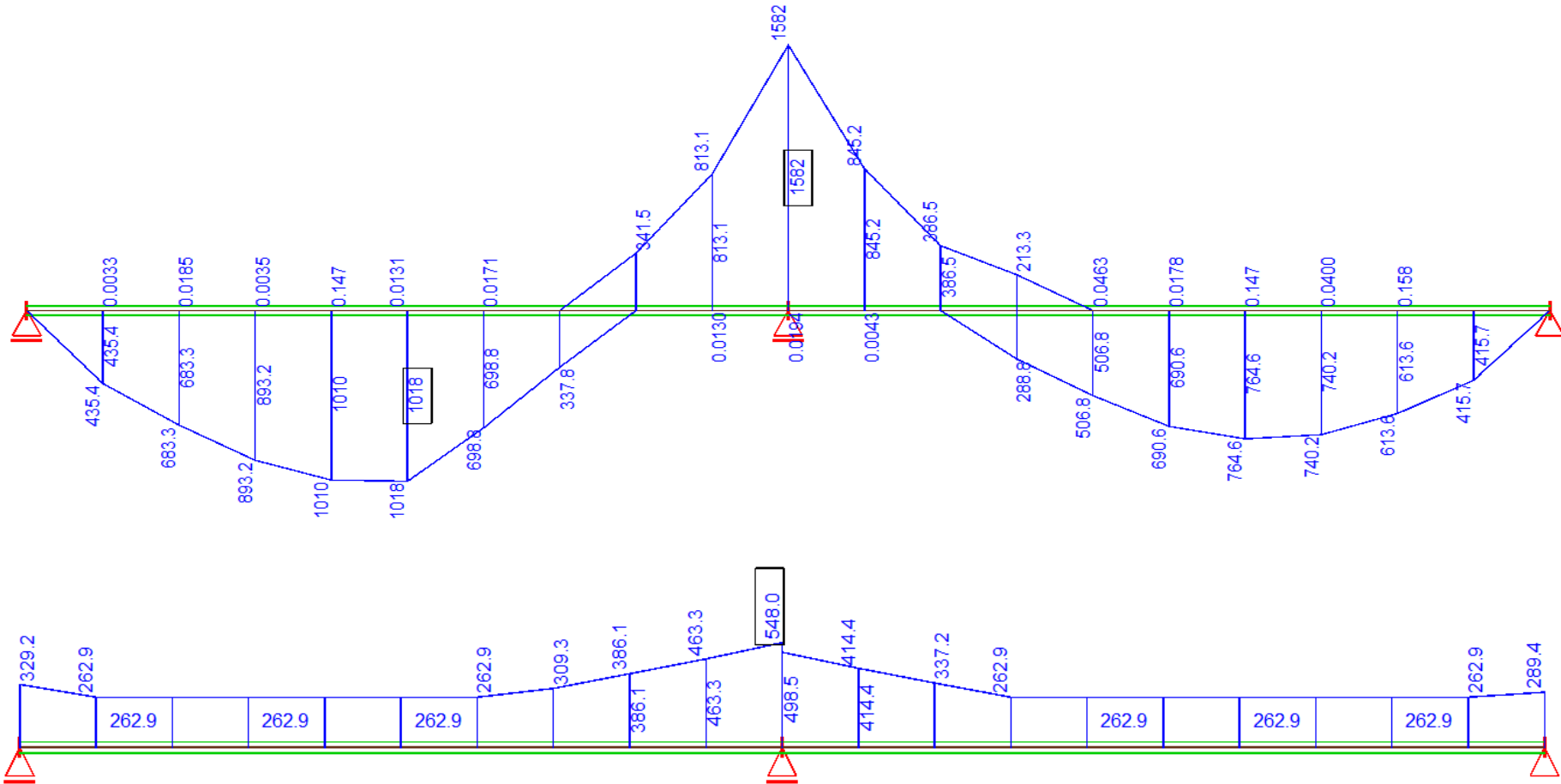
LIITE C2: PALKIN VAADITTU VETO- JA LEIKKAUSRAUDOITUSALA – ROBOT



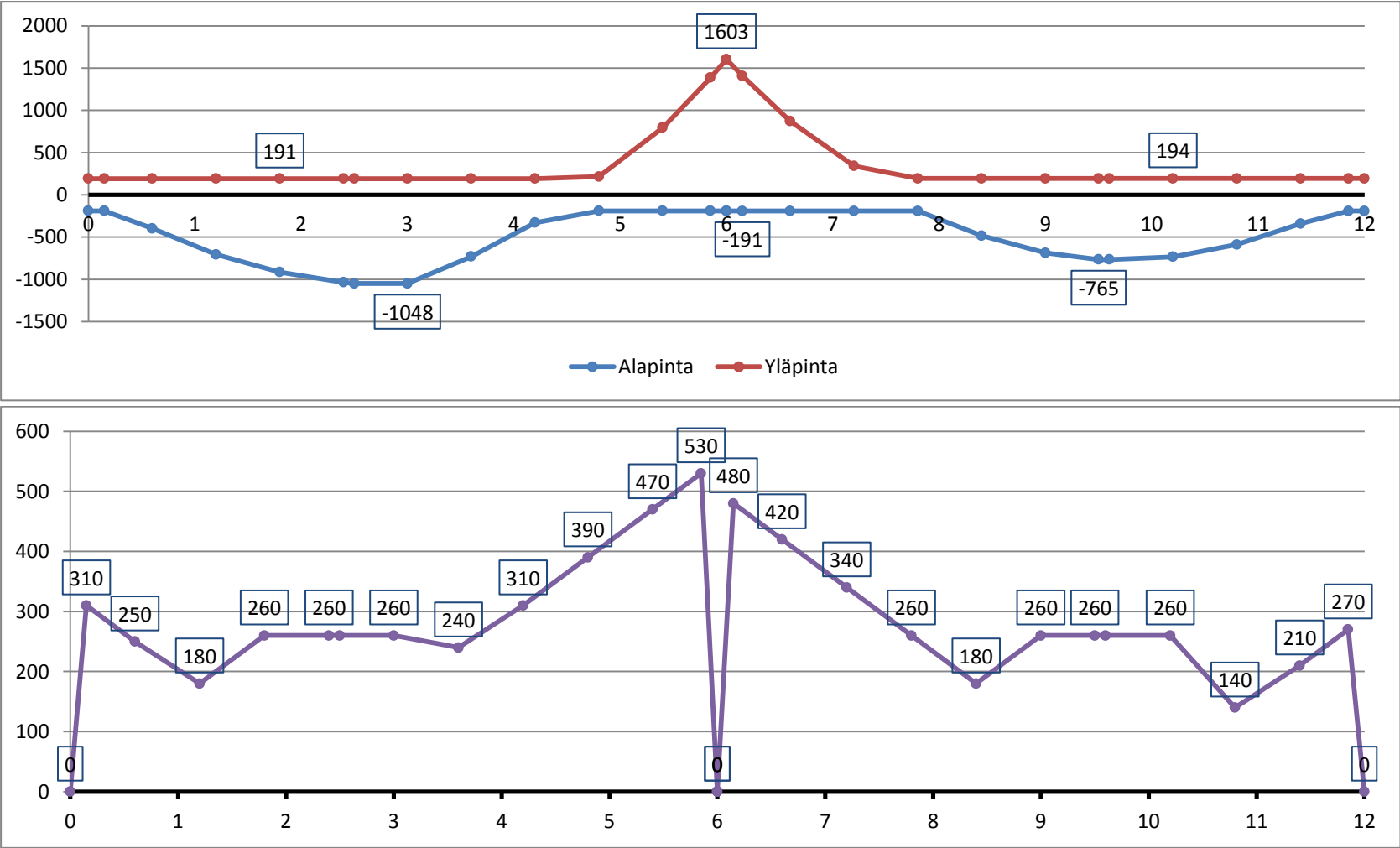
LIITE C3: PALKIN VAADITTU VETO- JA LEIKKAUSRAUDOITUSALA - SCIA



LIITE C4: PALKIN VAADITTU VETO- JA LEIKKAUSRAUDOITUSALA - SOFISTIK



LIITE C5: PALKIN VAADITTU VETO- JA LEIKKAUSRAUDOITUSALA - STAAD



Structural calculations

ACCORDING TO SFS-EN 1992-1-1

Reinforced concrete section (SLS)

1. INITIAL DATA
2. CALCULATIONS
3. RESULTS

Pay attention to calculations and the basis for them when using this tool. Use at your own risk!

Framed regions are
variables set by user

Intermediate result

Final result

INITIAL DATA

Design code

$c_{nom} := 35\text{mm}$

Nominal concrete cover

$w_{k,max} := 0.3\text{mm}$

Maximum allowed crack width
(quasi-permanent combination)

Loads and diagrams

$M_{Ed,CH} := 242\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (characteristic
combination)

$M_{Ed,QP} := 183\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (quasi-permanent
combination)

Partial safety factors

$\gamma_c := 1.5$

Partial factor for concrete

$\gamma_s := 1.15$

Partial factor for reinforcing steel

Material properties

CONCRETE

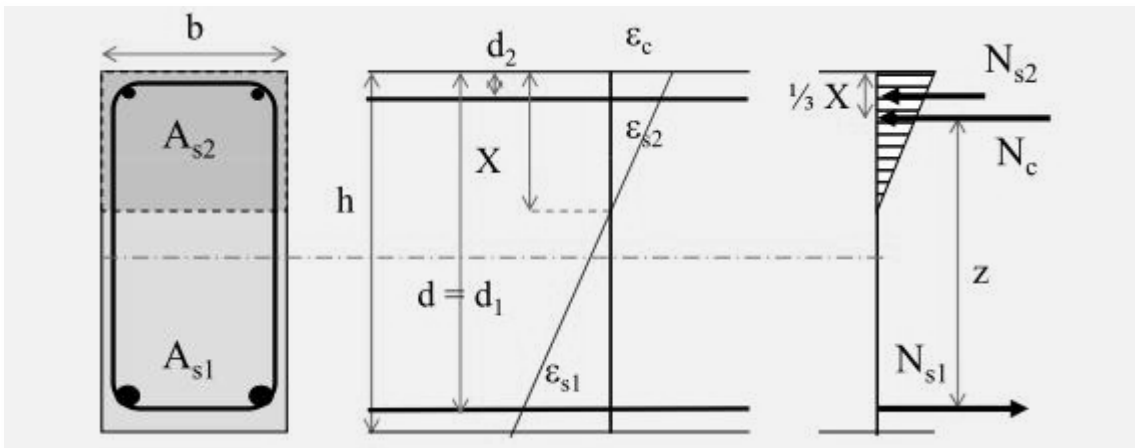
STEEL

- C30/37
- C35/45
- C40/50
- C45/55

- A400HW
- A500HW
- A600HW

Cross section properties

SERVICEABILITY LIMIT STATE



Beam
Slab

b := 300mm

h := 600mm

RH := 50

T_{amb} := 20

t := 18250

t₀ := 28

Type S
Type N
Type R

Type of structure

Beam width

Beam height

Relative humidity

Temperature between 0...t, 0 [degrees Celsius]

Concrete age at the examined moment of time [days]

Concrete age at the beginning of loading

Type of cement

Reinforcement

φ_{sw} := 8mm

Diameter of stirrups

s_{sw} := 240mm

Spacing of stirrups

In examined location

φ₁ := 25mm

Diameter of bottom rebars

n₁ := 4

Number of bottom rebars

φ₂ := 12mm

Diameter of top rebars

n₂ := 2

Number of top rebars

s₁ := 0mm

Spacing of bottom rebars (slabs)

s₂ := 0mm

Spacing of top rebars (slabs)

▼ CALCULATIONS

CALCULATIONS

Material properties

CONCRETE	f _{ck}	f _{ckcube}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk005}	f _{ctk095}	E _c	
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57	

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \text{MPa} = 30 \cdot \text{MPa}$$

Compression strength of concrete (characteristic)

$$f_{ctm} := f_{ctm} \cdot \text{MPa} = 2.8964681538 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.931 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := E_c \cdot \text{MPa} = 32836.568 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{s\alpha} := 1.05 \cdot E_{cm} = 34478.396 \cdot \text{MPa}$$

STEELCLASS	fyk	Es	
A500HW	500	200000	

$$f_{yk\alpha} := f_{yk} \cdot \text{MPa} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{s\alpha} := E_s \cdot \text{MPa} = 200 \cdot \text{GPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Ultimate compressive strain in concrete

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.25\%$$

Characteristic yield strain in reinforcement

$$d := h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{\phi_1}{2} = 544.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := d$$

(Look at the picture's notation)

$$d_2 := c_{nom} + \phi_{sw} + \frac{\phi_2}{2} = 49 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s1} := \begin{cases} \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_1 \right) & \text{if rakenne} = 1 \\ \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{b}{s_1} \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 1963.495408 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s2} := \begin{cases} \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_2 \right) & \text{if rakenne} = 1 \\ \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{b}{s_2} \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 226.194671 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := b \cdot h = 180000 \cdot \text{mm}^2$$

SLS VERIFICATION

Creep

$$f_{cm\alpha} := f_{cm} \cdot \text{MPa}$$

-

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)^{\alpha}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)^{\alpha}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.94$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.98$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.73$$

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if sementti} = 1 = 0 \\ 0 & \text{if sementti} = 2 \\ 1 & \text{if sementti} = 3 \end{cases}$$

$$t_{0,T,\text{red}} := e^{-\left[\frac{4000}{(273+T)} - 13.65 \right]} \cdot t_0 = 27.94749$$

$$t_{0,\text{red}} := t_{0,T,\text{red}} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T,\text{red}}^{1.2}} + 1 \right)^{\alpha} = 27.94749$$

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_{0,\text{red}}^{0.2} \right)} = 0.488624$$

$$u := \begin{cases} [2 \cdot (b + h)] & \text{if rakenne} = 1 = 1800 \cdot \text{mm} \\ (2b) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 200 \cdot \text{mm}$$

$$\text{lujuus} := \begin{cases} 1 & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} = 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) & \text{if lujuus} = 1 = 1.777679 \\ \left[\left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \right] & \text{if lujuus} = 2 \end{cases}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = 2.37$$

$$\beta_{H,max.1} := 1500$$

$$\beta_{H,max.2} := 1500 \cdot \alpha_3 = 1439.572305$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{mm} + 250, \beta_{H,max.1} \right] & \text{if } \text{lujuus} = 1 \\ \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3, \beta_{H,max.2} \right] & \text{if } \text{lujuus} = 2 \end{cases} = 539.96$$

$$\beta_{c,t,t.0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{t,t.0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t.0} = 2.35$$

$$E_{c,eff} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{t,t.0}} = 10302.5 \cdot \text{MPa}$$

Height of the compressed zone

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.09$$

$$\alpha_{ec} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 19.41$$

Uncracked state

Short-term

$$X_I := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 311.27 \cdot \text{mm}$$

Long-term

$$X_{Ic} := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_{ec} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_{ec} - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 335.38 \cdot \text{mm}$$

Cracked state

Short-term

$$X_{II} := \frac{1}{b} \cdot \left[\left[A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1) \right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_{s1} \cdot d_1 \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot d_2 \cdot (\alpha_e - 1) \right] \right]^{0.5} - \left[A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1) \right]$$

$$X_{II} = 170.07 \cdot \text{mm}$$

Long-term

$$X_{IIc} := \frac{1}{b} \cdot \left[\left[A_{s1} \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_{s1} \cdot d_1 \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot d_2 \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right] \right]^{0.5} - \left[A_{s1} \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right]$$

$$X_{IIc} = 258.55 \cdot \text{mm}$$

Moments of inertia

Uncracked state

Short-term

$$I_I := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left[A_{s1} \cdot (d_1 - X_I)^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_I)^2 \right]$$

$$I_I = 6.05 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Long-term

$$I_{Ic} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_{Ic} \right)^2 + (\alpha_{ec} - 1) \cdot \left[A_{s1} \cdot (d_1 - X_{Ic})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{Ic})^2 \right]$$

$$I_{Ic} = 7.55 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Cracked state

Short-term

$$I_{II} := \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II})^2$$

$$I_{II} = 2.19 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Long-term

$$I_{IIc} := \frac{b \cdot X_{IIc}^3}{3} + \alpha_{ec} \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{IIc})^2 + (\alpha_{ec} - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{IIc})^2$$

$$I_{IIc} = 5.03 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Stress limitation (7.2)

Quasi-permanent combination

$$\sigma_{c,\max} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \cdot \text{MPa}$$

$$z_{IIc} := d_1 - \frac{X_{IIc}}{3} = 0.46 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,QP} := 2 \cdot \frac{M_{Ed,QP}}{X_{IIc} \cdot b \cdot z_{IIc}} = 10.3 \cdot \text{MPa}$$

<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> "OK!" if $\sigma_{c,QP} \leq \sigma_{c,\max}$ = "OK!" </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> "ERROR!" otherwise </div>
--

$$\sigma_{c,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{c,QP} \leq \sigma_{c,\max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{\sigma,c} := \left| \frac{\sigma_{c,QP}}{\sigma_{c,\max}} \right|$$

Characteristic combination

$$\sigma_{s,\max} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \cdot \text{MPa}$$

$$z_{II} := d_1 - \frac{X_{II}}{3} = 0.49 \text{ m}$$

$$\sigma_{s,CH} := \frac{M_{Ed,CH}}{A_{s1} \cdot z_{II}} = 252.66 \cdot \text{MPa}$$

<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> "OK!" if $\sigma_{s,CH} \leq \sigma_{s,\max}$ = "OK!" </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> "ERROR!" otherwise </div>
--

$$\sigma_{s,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{s,CH} \leq \sigma_{s,\max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{\sigma,s} := \left| \frac{\sigma_{s,CH}}{\sigma_{s,\max}} \right|$$

Minimum reinforcement area (7.3.2)

$$s_{pt} := \begin{cases} \frac{(b - 2 \cdot c_{nom} - \phi_1)}{n_1 - 1} & \text{if } r_{akenne} = 1 = 68.333333 \cdot \text{mm} \\ s_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{pt,max} := 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 237.5 \cdot \text{mm}$$

"Rebar spacing OK!" if $s_{pt} < s_{pt,max}$ = "Rebar spacing OK!" "Rebar spacing ERROR!" otherwise
--

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$$

$$k_c := 0.4$$

$$k := 1.0 - 0.35 \cdot \frac{h - 300 \text{mm}}{500 \text{mm}} = 0.79$$

$$A_{ct} := b \cdot (h - X_I) = 86617.91 \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma_s := f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 158.56 \cdot \text{mm}^2$
--

$$A_{s1,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s1} \geq A_{s,min} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{A.s1} := \left| \frac{A_{s,min}}{A_{s1}} \right|$$

$$A_{s2,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s2} \geq A_{s,min} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{A.s2} := \left| \frac{A_{s,min}}{A_{s2}} \right|$$

Cracking (7.3.4)

$$M_{cr} := f_{ct,eff} \cdot \frac{I_I}{h - X_I} = 60.65 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Cracking moment

"Section will crack!" if $M_{Ed,CH} > M_{cr}$ = "Section will crack!" "Section won't crack!" otherwise

$$k_t := 0.4$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d_1), \frac{(h - X_{II})}{3}, \frac{h}{2} \right] = 138.75 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 41625 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0.05$$

$$\sigma_{s,QP} := \frac{M_{Ed,QP}}{A_{s1} \cdot z_{II}} = 191.06 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{sm...cm} := \frac{\sigma_{s,QP} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.08 \cdot \%$$

$$\epsilon_{sm...cm,min} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,QP}}{E_s} = 0.057 \cdot \%$$

$$\epsilon_{sm...cm,tot} := \max(\epsilon_{sm...cm}, \epsilon_{sm...cm,min}) = 0.08 \cdot \%$$

$$c_{\text{eff}} := c_{nom} + \phi_{sw} = 43 \cdot \text{mm}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_1}{\rho_{p,eff}} = 236.3 \cdot \text{mm}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{sm...cm,tot} = 0.19 \cdot \text{mm}$$

Crack width

$$w_{CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } w_k \leq w_{k,max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_w := \left| \frac{w_k}{w_{k,max}} \right|$$

Deflection (7.3.4)

$$\beta := 0.5$$

$$\zeta := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,CH}} \right)^2 = 0.97$$

$$S_I := A_{s1} \cdot (d_1 - X_I) - A_{s2} \cdot (X_I - d_2) = 398614.02 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_{II} := A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II}) - A_{s2} \cdot (X_{II} - d_2) = 707809.62 \cdot \text{mm}^3$$

Curvature from shrinkage

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.35625$$

$$\alpha_{ds,1} := \begin{cases} 3 & \text{if sementti} = 1 \\ 4 & \text{if sementti} = 2 \\ 6 & \text{if sementti} = 3 \end{cases} = 4$$

$$\alpha_{ds,2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if sementti} = 1 \\ 0.12 & \text{if sementti} = 2 \\ 0.11 & \text{if sementti} = 3 \end{cases} = 0.12$$

$$f_{cm,0} := 10 \text{ MPa}$$

Kuivumiskutistuman perusyhtälö:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.048 \cdot \%$$

$$k_h := e \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^4 - 6 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3 + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^2 - 0.0031 \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 1.2568 = 0.833$$

$$\epsilon_{cd,inf} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.040178 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cd} := \epsilon_{cd,inf} = 0.04 \cdot \%$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t^{0.5} \right)} = 1$$

$$\epsilon_{ca,inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.005 \cdot \%$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \epsilon_{ca,inf} = 0.005 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.045 \cdot \%$$

$$r_{cs,I} := \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_I}{I_I} = 181.43 \times 10^{-9} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$r_{cs,II} := \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{II}}{I_{II}} = 891.2 \times 10^{-9} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$r_{cs} := \zeta \cdot r_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot r_{cs,I} = 868.91 \times 10^{-9} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Curvature from bending moment

$$r_{M,I} := \frac{M_{Ed,QP}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = 2.94 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Curvature from bending moment
(1/r), M, state I

$$r_{M,II} := \frac{M_{Ed,QP}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = 8.13 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Curvature from bending moment
(1/r), M, state II

$$r_M := \zeta \cdot r_{M,II} + (1 - \zeta) \cdot r_{M,I} = 7.96 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Total curvature from bending moment

Total curvature & bending stiffness

$$r_m := r_M + r_{cs} = 0.00883 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Total curvature

$$EI := \frac{M_{Ed,QP}}{r_m} = 20716.19 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for quasi-permanent
combination

Relation of QP-stiffness to uncracked short-term stiffness

$$\frac{EI}{E_{cm} \cdot I_I} = 10.4\%$$

Relation of QP-stiffness to uncracked long-term stiffness (creep involved)

$$\frac{EI}{E_{c,eff} \cdot I_{Ic}} = 26.6\%$$

Relation of QP-stiffness to cracked short-term stiffness

$$\frac{EI}{E_{cm} \cdot I_{II}} = 28.9\%$$

Relation of QP-stiffness to cracked long-term stiffness (creep involved)

$$\frac{EI}{E_{c,eff} \cdot I_{IIc}} = 40\%$$

RESULTS

Stress limitation

$$\sigma_{c.QP} = 10.3 \cdot \text{MPa}$$

Quasi-permanent concrete stress

$$\sigma_{c.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{\sigma.c} = 76.3 \cdot \%$$

Utilization ratio for concrete stress

$$\sigma_{s.CH} = 252.7 \cdot \text{MPa}$$

Characteristic steel stress

$$\sigma_{s.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{\sigma.s} = 63.2 \cdot \%$$

Utilization ratio for steel stress

Minimum reinforcement for cracking

$$A_{s.min} = 158.6 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum amount of reinforcement

$$A_{s1.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A.s1} = 8.1 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

$$A_{s2.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A.s2} = 70.1 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

Cracking

$$w_k = 0.19 \cdot \text{mm}$$

Maximum crack width

$$w_{CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_w = 62.8 \cdot \%$$

Utilization ratio for crack width

Deflection

$$EI = 20716 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for deflection calculations

Structural calculations

ACCORDING TO SFS-EN 1992-1-1

Reinforced concrete section (SLS)

1. INITIAL DATA
2. CALCULATIONS
3. RESULTS

Pay attention to calculations and the basis for them when using this tool. Use at your own risk!

Framed regions are
variables set by user

Intermediate result

Final result

INITIAL DATA

Design code

$c_{nom} := 35\text{mm}$

Nominal concrete cover

$w_{k,max} := 0.3\text{mm}$

Maximum allowed crack width
(quasi-permanent combination)

Loads and diagrams

$M_{Ed,CH} := 164\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (characteristic
combination)

$M_{Ed,QP} := 112\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (quasi-permanent
combination)

Partial safety factors

$\gamma_c := 1.5$

Partial factor for concrete

$\gamma_s := 1.15$

Partial factor for reinforcing steel

Material properties

CONCRETE

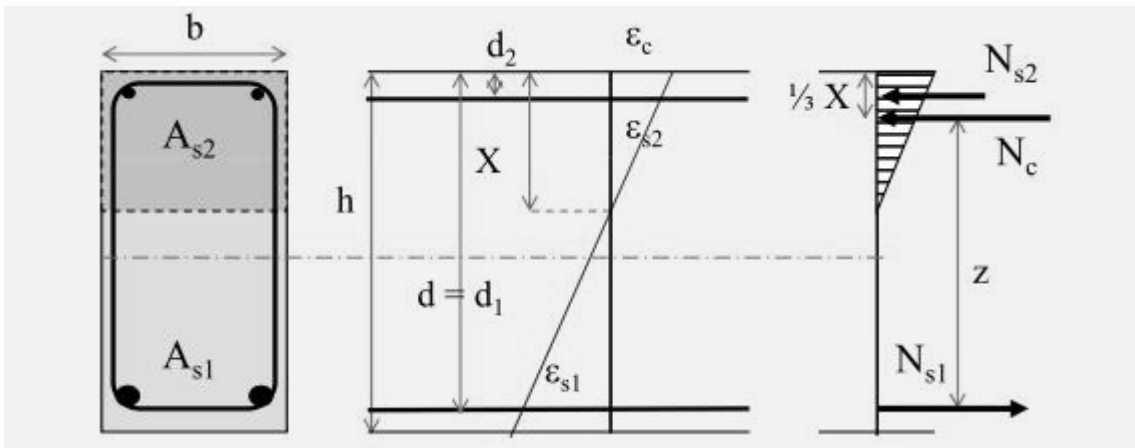
STEEL

- C30/37
- C35/45
- C40/50
- C45/55

- A400HW
- A500HW
- A600HW

Cross section properties

SERVICEABILITY LIMIT STATE



Beam
Slab

Type of structure

$b := 300\text{mm}$

Beam width

$h := 600\text{mm}$

Beam height

$RH := 50$

Relative humidity

$T_{\text{air}} := 20$

Temperature between 0...t, 0 [degrees Celsius]

$t := 18250$

Concrete age at the examined moment of time [days]

$t_0 := 28$

Concrete age at the beginning of loading

Type S
Type N
Type R

Type of cement

Reinforcement

$\phi_{\text{sw}} := 8\text{mm}$

Diameter of stirrups

$s_{\text{sw}} := 240\text{mm}$

Spacing of stirrups

In examined location

$\phi_1 := 20\text{mm}$

Diameter of bottom rebars

$n_1 := 4$

Number of bottom rebars

$\phi_2 := 12\text{mm}$

Diameter of top rebars

$n_2 := 2$

Number of top rebars

$s_1 := 0\text{mm}$

Spacing of bottom rebars (slabs)

$s_2 := 0\text{mm}$

Spacing of top rebars (slabs)

CALCULATIONS

RESULTS

Stress limitation

$\sigma_{\text{c.QP}} = 7.2 \cdot \text{MPa}$

Quasi-permanent concrete stress

$\sigma_{\text{c.CHECK}} = \text{"OK!"}$

$UR_{\sigma_{\text{c}}} = 53.1 \cdot \%$

Utilization ratio for concrete stress

$\sigma_{\text{s.CH}} = 261.1 \cdot \text{MPa}$

Characteristic steel stress

$\sigma_{\text{s.CHECK}} = \text{"OK!"}$

$UR_{\sigma_{\text{s}}} = 65.3 \cdot \%$

Utilization ratio for steel stress

Minimum reinforcement for cracking

$$A_{s,min} = 161 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum amount of reinforcement

$$A_{s1,CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A,s1} = 12.8\%$$

Utilization ratio for A,s1

$$A_{s2,CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A,s2} = 71.2\%$$

Utilization ratio for A,s1

Cracking

$$w_k = 0.17 \cdot \text{mm}$$

Maximum crack width

$$w_{CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_w = 56.9\%$$

Utilization ratio for crack width

Deflection

$$EI = 14922 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for deflection calculations

B8 Symmetrisesti raudoitettun suorakaidebetonipilarin mitoitus

versio 1.5



Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Lähtötiedot:

Ohje

Vuokaavio

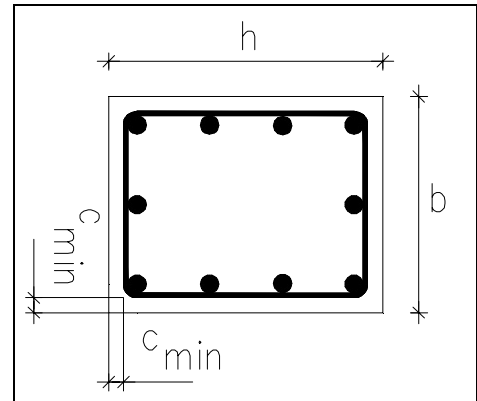


Rakennetiedot:

Poikkileikkauksen suurempi sivumitta: mmPoikkileikkauksen pienempi sivumitta: mmPilarin pituus l: mm

Pilarin tarkastelu suunta:

- ☒ Vahvempaan suuntaan
☐ Heikompaan suuntaan



Lasketanpohja käsittelee taivutetun suunnan sivumittaa terminä h ja vastakkaista sivua terminä b .

Suunnittelukäyttöikä: Rasitusluokat: Rakenneluokka:

Materiaalitiedot:

Betoni: Parametri α_{cc} :

Osavarmuuskerroin: $\gamma_c := \begin{cases} 1.5 & \text{if rakenneluokka} = 2 \\ 1.35 & \text{otherwise} \end{cases}$

 $\gamma_c = 1.50$ Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$:

Pääraudoitus:

A500HW

Kimmoerotin E_s :

200000 MPa

Osavarmuuskerroin:

$\gamma_s := \begin{cases} 1.15 & \text{if rakenneluokka} = 2 \\ 1.10 & \text{otherwise} \end{cases}$

$\gamma_s = 1.15$

Pääterästen halkaisija:

16mm

Leikkausraudoitus:

A500HW

Hakojen halkaisija:

8mm

Leikkeiden lukumäärä:

2 kpl

Kulman $\cot\theta$ arvo:

2,5 $1.0 \leq \cot\theta \leq 2.5$

Hakaväli:

280 mm

Raudoitustiedot:

Betonipeitteen vähimmäispaksuutta määriteltäessä tulee huomioida rasitusluokkien, paloluokan sekä käytettävien tankodimensioiden asettamat vaatimukset.

Betonipeitteen vähimmäisarvo c_{min} :

25 mm

Mittapoikkeama Δc_{dev} :

10 mm

Betonipeitteen nimellisarvo:

$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$ $c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Vaihtoehto a)

Teräsrivien lukumäärät:

Lyhyemmällä sivulla (n_{sv}):

2 kpl

Pidemmällä sivulla (n_{sh}):

2 kpl

Vaihtoehto b)

Terästen lukumäärät:

Nurkassa:

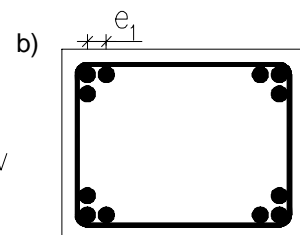
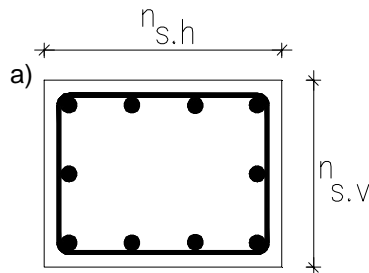
3 kpl

Keskiöetäisyys e_1 :

70 mm

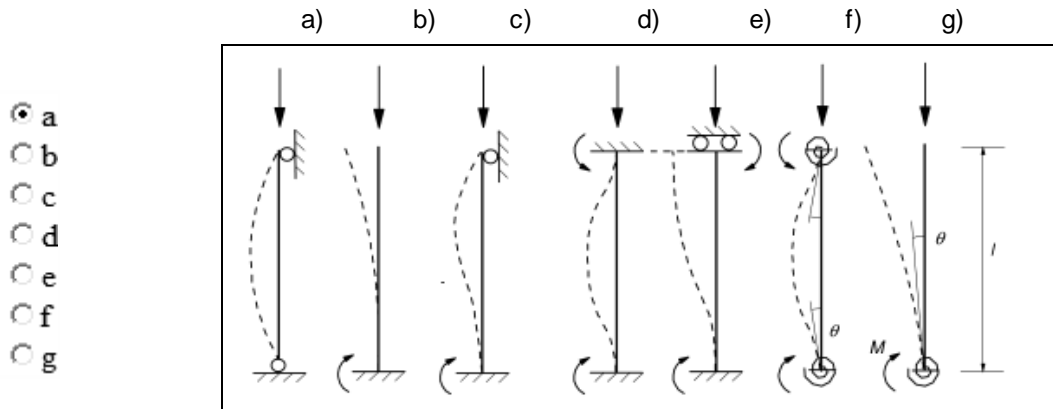
Valittava vaihtoehto

☒ a)
☐ b)





Nurjahdustapaus:



Määritä nurjahdustapauksissa *f* ja *g* pilarin päiden kiinnitysmomentit *M* ja niitä vastaavat kiertymät θ . Arvot eivät vaikuta muihin nurjahdustapauksiin. Tapauksessa *g* yläpään kiertymäjoustavuus on aina ääretön, joka vastaa täysin vapaasti kiertyvää päätä.

Yläpää θ_1 : rad

Alapää θ_2 : rad

M_1 : kNm

M_2 : kNm



Kiertymäjoustavuudet

Yläpää $k_1 = 0.022$

Pienin suositeltu kiertymäjoustavuuden k_1 arvo on 0.1

Alapää $k_2 = 0.028$

Pienin suositeltu kiertymäjoustavuuden k_2 arvo on 0.1

Nurjahduskerroin: $\beta = 1.0$

Nurjahduspituus: $l_0 = 6000 \cdot \text{mm}$

Voimasuureet:

Annettavat voimasuureet sisältävät toisen kertaluvun vaikutukset:

☐ Kyllä
☒ Ei

Samanaikaisesti voidaan tarkastella 4:ä eri voimasuureyhdistelmää. Esim. N_{d_max} ja vastaava M_d , N_{d_min} ja vastaava M_d , M_{d_max} ja vastaava N_d sekä M_{d_min} ja vastaava N_d .

N_{Ed} puristus negatiivisena ja veto positiivisena

M_{Ed} on epälineaarisen laskennan taivutusmomentin mitoitusarvo (sisältää II-kertaluvun vaikutuksen).

N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
1 ^o -226 kN	0 kNm	15 kN
2 ^o -203 kN	0 kNm	21 kN
3 ^o -112 kN	0 kNm	20 kN
4 ^o kN	kNm	kN

Mikäli toisen kertaluvun vaikutuksia ei ole huomioitu, käytetään alla olevista joko sauvanpäämomentteja M_{01} ja M_{02} tai ekvivalenttia momenttia M_{0e} .

M_{01}	M_{02}	M_{0e}	c	M_{0Eqp}	M_{0Ed}
1 ^o kNm	kNm	29 kNm	9,9	8 kNm	29 kNm
2 ^o kNm	kNm	38 kNm	9,9	8 kNm	38 kNm
3 ^o kNm	kNm	33 kNm	9,9	8 kNm	33 kNm
4 ^o kNm	kNm	kNm		kNm	kNm



M_{01} ja M_{02} ovat sauvanpäämomentit etumerkkeineen, jotka sisältävät mittaepätarkkuudet: $|M_{02}| > |M_{01}|$

M_{0e} on mitoittava momentti kun $M_{02}=0$ ja $M_{01}=0$

c on kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin

M_{0Eqp} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa

M_{0Ed} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä.

Parametrien laskenta:

Betoni:

Mitoituslujuus:

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 20 \cdot \text{MPa}$$

Jännityssuorakaiteen tehollisen korkeuden määrittelevä parametri:

$$\lambda_c := \text{if} \left[f_{ck} \leq 50 \text{MPa}, 0.8, 0.8 - \frac{\left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 50 \right)}{400} \right]$$

$$\lambda_c = 0.8$$

Tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin:

$$\eta := \text{if} \left[f_{ck} \leq 50 \text{MPa}, 1.0, 1.0 - \frac{\left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 50 \right)}{200} \right]$$

$$\eta = 1.000$$

Korjauskerroin:

$$n := \text{if} \left[f_{ck} \geq 50 \text{MPa}, 1.4 + 23.4 \cdot \left[\frac{\left(90 - \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)}{100} \right]^4, 2.0 \right]$$

$$n = 2.0$$

Reunapuristuma:

$$\epsilon_{cu2} := \text{if} \left[f_{ck} \geq 50 \text{MPa}, \frac{2.6 + 35 \cdot \left[\frac{\left(90 - \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)}{100} \right]^4}{1000} \cdot (-1), \frac{3.5}{1000} \cdot (-1) \right]$$

$$\epsilon_{cu2} = -3.50 \cdot \%o$$

Murtopuristuma:

$$\epsilon_{c2} := \text{if} \left[f_{ck} \geq 50 \text{MPa}, \frac{2.0 + 0.085 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 50 \right)^{0.53}}{1000} \cdot (-1), \frac{2.0}{1000} \cdot (-1) \right]$$

$$\epsilon_{c2} = -2.00 \cdot \%o$$

Betonin pinta-ala:

$$A_c := b \cdot h$$

$$A_c = 78400 \cdot \text{mm}^2$$

Pääraudoitus:

Mitoituslujuus:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 435 \cdot \text{MPa}$$

Myötövenymä:

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\epsilon_{yd} = 2.17 \cdot \%o$$

Muodonmuutoksen sallittu yläraja:

$$\epsilon_{ud} := 45 \cdot \%0$$

Terästen lukumäärä: $n_s := 2n_{s,v} + (n_{s,h} - 2) \cdot 2$

$$n_s = 4 \cdot kpl$$

Yhden tangon pinta-ala: $A_{s\phi} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4}$

$$A_{s\phi} = 201 \cdot \text{mm}^2$$

Kokonaispinta-ala: $A_{s,tot} := n_s \cdot A_{s\phi}$

$$A_{s,tot} = 804 \cdot \text{mm}^2$$

Minimiraudoitus: $A_{s,min_j} := \max \left(\frac{0.10 \cdot |N_{Ed_j}|}{f_{yd}}, 0.002 \cdot A_c \right)$

$$A_{s,min_j} = \begin{array}{|c|} \hline 157 \\ \hline 157 \\ \hline 157 \\ \hline 157 \\ \hline \end{array} \cdot \text{mm}^2$$

OK!

Pääraudoituksen enimmäispinta-ala: $A_{s,max} := 0.06 \cdot A_c$

$$A_{s,max} = 4704 \cdot \text{mm}^2$$

OK!

Teräsrivien lukumäärä: $i := 1 .. n_{s,h}$

Teräsrivin pinta-ala: $A_{s_i} := \text{if} \left[(i = 1) \vee (i = n_{s,h}), n_{s,v} \cdot A_{s\phi}, 2 \cdot A_{s\phi} \right]$

$$A_{s_i} = \begin{array}{|c|} \hline 402 \\ \hline 402 \\ \hline \end{array} \cdot \text{mm}^2$$

Teräsrivin Jäyhyysmomentti: $I_{\phi_i} := \text{if} \left[(i = 1) \vee (i = n_{s,h}), n_{s,v} \cdot \frac{\pi \phi_s^4}{64}, 2 \cdot \frac{\pi \phi_s^4}{64} \right]$

$$I_{\phi_i} = \begin{array}{|c|} \hline 6434 \\ \hline 6434 \\ \hline \end{array} \cdot \text{mm}^4$$

Uloimman teräksen etäisyys reunalle teräksen keskeltä: $e_{\text{max}} := c_{\text{nom}} + \frac{\phi_s}{2} + \phi_{sw}$

$$e = 51 \cdot \text{mm}$$

Vaihtoehdolle a) tankojen vapaa väli: $e_v := \frac{h - 2 \cdot e - (n_{s,h} - 1) \cdot \phi_s}{n_{s,h} - 1}$

$$e_v = 162 \cdot \text{mm}$$

Vaihtoehdolle a) tehollinen korkeus: $d_{a_i} := e + (i - 1) \cdot (e_v + \phi_s)$

Vaihtoehdolle b)
tehollinen korkeus:

$$d_{b_j} := \begin{cases} e & \text{if } j = 1 \\ e + e_1 & \text{if } j = 2 \\ h - e - e_1 & \text{if } j = 3 \\ h - e & \text{if } j = 4 \end{cases}$$

Teräsrivien tehollinen
korkeus:

$$d := \text{if}(\text{VE} = "a", d_a, d_b)$$

$$d_i = \begin{array}{|c|} \hline 51.0 \\ \hline 229.0 \\ \hline \end{array} \cdot \text{mm}$$

Terästen
jäyhyysmomentti:

$$I_s := \sum I_{\phi_i} + \sum \left[A_{s_i} \cdot \left[\left(\frac{h}{2} \right) - (d_i) \right]^2 \right]$$

$$I_s = 6.383 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$



2. kertaluvun momentit nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä:

Jäyhyyssäde:

$$i_c := \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$i_c = 81 \cdot \text{mm}$$

Hoikkuusluku:

$$\lambda := \frac{l_0}{i_c}$$

$$\lambda = 74.2$$

$$\beta_{\text{w}} := 0.35 + \frac{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

$$\beta = 0.005$$

Viruma-aste:

$$\varphi_{ef_j} := \text{if} \left(\varphi \leq 2 \wedge \lambda \leq 75 \wedge \left| \frac{M_{0Ed_j}}{N_{Ed_j}} \right| \geq h, 0, \text{if} \left(M_{0Ed_j} = 0, 0, \varphi \cdot \frac{M_{0Eqp_j}}{M_{0Ed_j}} \right) \right)$$

$$\varphi_{ef_j} = \begin{array}{|c|} \hline 0.684 \\ \hline 0.522 \\ \hline 0.601 \\ \hline 0.000 \\ \hline \end{array}$$

Korjauskerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen:

$$K_{\varphi_j} := \text{if} \left[\varphi_{ef_j} = 0, 1, \text{if} \left[\left(1 + \beta \cdot \varphi_{ef_j} \right) < 1, 1, \left(1 + \beta \cdot \varphi_{ef_j} \right) \right] \right]$$

$$K_{\varphi_j} = \begin{array}{|c|} \hline 1.004 \\ \hline 1.003 \\ \hline 1.003 \\ \hline 1.000 \\ \hline \end{array}$$

Mekaaninen
raudoitussuhde:

$$\omega := \frac{A_{s,\text{tot}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega = 0.223$$

Raudoituksen
kokonaisalan
jäyhyysäde:

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_{s,\text{tot}}}}$$

$$i_s = 89.1 \cdot \text{mm}$$

Raudituksen tehollinen korkeus:

$$d_{M2} := \text{if} \left(n_{s.h} > 2, \frac{h}{2} + i_s, d_{n_{s.h}} \right)$$

$$d_{M2} = 229 \cdot \text{mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d_{M2}}$$

$$r_0 = 0 \frac{1}{\text{m}}$$

$$n_{bal} := 0.4$$

$$n_u := 1 + \omega$$

$$n_u = 1.223$$

Suhteellisen normaalivoiman arvo:

$$n_j := \text{if} \left(N_{Edj} \geq 0, 0, \frac{|N_{Edj}|}{A_c \cdot f_{cd}} \right)$$

$$n_j =$$

0.144
0.129
0.071
0.000

Korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta:

$$K_{r_j} := \text{if} \left[N_{Edj} = 0, 0, \text{if} \left[\frac{(n_u - n_j)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1, \frac{(n_u - n_j)}{(n_u - n_{bal})}, 1 \right] \right]$$

$$K_{r_j} =$$

1.000
1.000
1.000
0.000

Kaarevuus pilarille, jossa on muuttumaton symmetrinen poikkileikkaus (raudoitus mukaan lukien)

$$r_j := K_{r_j} \cdot K_{\varphi_j} \cdot r_0$$

$$r_j =$$

0.02117
0.02115
0.02116
0.00000

 $\cdot \frac{1}{\text{m}}$

Taipuma:

$$e_{2j} := \text{if} \left(c_j = 0, 0, \frac{r_j \cdot l_0^2}{c_j} \right)$$

$$e_{2j} =$$

77.0
76.9
76.9
0.0

 $\cdot \text{mm}$

Nimellinen Lisämomentti:

$$M_{2j} := |N_{Edj}| \cdot e_{2j}$$

$$M_{2j} =$$

17.4
15.6
8.6
0.0

 $\cdot \text{kNm}$

Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri:

$$A_j := \text{if} \left[\varphi_{ef,j} = 0, 0, \frac{1}{(1 + 0.2 \varphi_{ef,j})} \right]$$

$$A_j =$$

0.880
0.905
0.893
0.000

$$B := \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$B = 1.2025$$

$$r_{m,j} := \begin{cases} 1 & \text{if } \beta_{lo} = "b" \\ 1 & \text{if } \beta_{lo} = "g" \\ \text{if} \left(M_{01,j} = 0 \wedge M_{02,j} = 0, 1, \frac{M_{01,j}}{M_{02,j}} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$r_{m,j} =$$

1.0
1.0
1.0
1.0

$$C_j := 1.7 - r_{m,j}$$

$$C_j =$$

0.700
0.700
0.700
0.700

$$\lambda_{lim,j} := \text{if} \left(\eta_j = 0, 0, 20 \cdot A_j \cdot B \cdot \frac{C_j}{\sqrt{\eta_j}} \right)$$

$$\lambda_{lim,j} =$$

39.0
42.4
56.2
0.0

$$\frac{\lambda_{lim,j}}{\lambda} =$$

0.525
0.571
0.757
0.000

II-kertaluvun momentit tulee huomioida voimasuureyhdistelmässä 1°

II-kertaluvun momentit tulee huomioida voimasuureyhdistelmässä 2°

II-kertaluvun momentit tulee huomioida voimasuureyhdistelmässä 3°

II-kertaluvun momentit tulee huomioida voimasuureyhdistelmässä 4°

Mitoitusmomentit:

Ekvivalentti momentti:

$$M_{0edj} := \max\left(\left|0.6 \cdot M_{02j} + 0.4 \cdot M_{01j}\right|, 0.4 \cdot \left|M_{02j}\right|, \left|M_{0ej}\right|\right)$$

$M_{0edj} =$	29.0	$\cdot \text{kNm}$
	38.0	
	33.0	
	0.0	

Kriteerit:

$$M_{2j} := \text{if}\left(\lambda < \lambda_{limj} \vee \left|M_{2j}\right| < 0.1 \cdot \left|M_{0edj}\right| \vee N_{Edj} > 0, 0, M_{2j}\right)$$

$M_{2j} =$	17.4	$\cdot \text{kNm}$
	15.6	
	8.6	
	0.0	

$$M_{2j} := \text{if}\left(l_{kertaluku} = 1, 0, M_{2j}\right)$$

Perusepäkeskisyys: $e_{0.min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right)$

$$e_{0.min} = 20.000 \cdot \text{mm}$$

Jäykistetyille, sivusiirtymättömälle pilarille:

$$M_{Ed.1j} := \max\left[\left|M_{02j}\right|, \left|M_{0edj}\right| + \left|M_{2j}\right|, \left(\left|M_{01j}\right| + 0.5 \cdot \left|M_{2j}\right|\right), e_{0.min} \cdot \left|N_{Edj}\right|, \left|M_{Edj}\right|\right]$$

Jäykistämättömälle pilarille (mastopilari)

$$M_{Ed.2j} := \max\left(\left|M_{02j}\right| + \left|M_{2j}\right|, e_{0.min} \cdot \left|N_{Edj}\right|, \left|M_{Edj}\right|\right)$$

Mitoittava momentti:

$$M_{Edj} := \text{if}\left(\beta_{lo} = \text{"b"}, M_{Ed.2j}, \text{if}\left(\beta_{lo} = \text{"g"}, M_{Ed.2j}, M_{Ed.1j}\right)\right)$$

$M_{Edj} =$	46.4	$\cdot \text{kNm}$
	53.6	
	41.6	
	0.0	




Tulokset


Suunnittelukäyttöikä = "50 vuotta"

Rasitusluokat = "XC3"

 $h = 280 \cdot \text{mm}$
 $b = 280 \cdot \text{mm}$
 $l = 6000 \cdot \text{mm}$
 $c_{\text{nom}} = 35 \cdot \text{mm}$
 $f_{\text{ck}} = 30 \cdot \text{MPa}$
 $\gamma_{\text{c}} = 1.50$
 $f_{\text{yk}} = 500 \cdot \text{MPa}$
 $\gamma_{\text{s}} = 1.15$
 $\phi_{\text{S}} = 16 \cdot \text{mm}$
 $n_{\text{S}} = 4 \cdot \text{kpl}$
 $A_{\text{s.tot}} = 804 \cdot \text{mm}^2$
 $\varphi = 2.48$
 $\phi_{\text{SW}} = 8 \cdot \text{mm}$
 $s_{\text{W}} = 280 \cdot \text{mm}$
Hakaväli ok!

Minimiraudoitus:

OK!

Pääraudoituksen
enimmäispinta-ala:

OK!
 $M_{\text{Edj}} =$

46.4
53.6
41.6
0.0

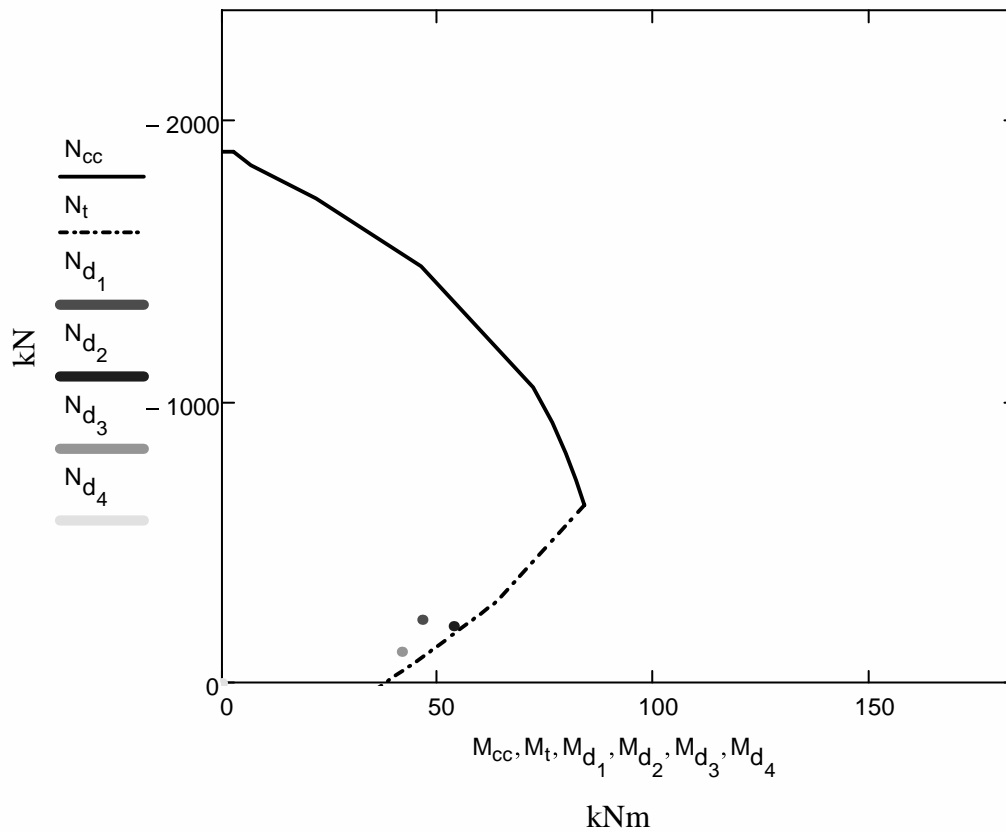
 $\cdot \text{kNm}$
 $N_{\text{Edj}} =$

-226.0
-203.0
-112.0
0.0

 $\cdot \text{kN}$
 $V_{\text{Edj}} =$

15.0
21.0
20.0
0.0

 $\cdot \text{kN}$

Kapasiteettikäyrä


Leikkaustarkastelu:

Leikkausraudoituksen
myötölujuuden
mitoitussarvo:

$$f_{ywd} := 0.8 f_{ywk}$$

$$f_{ywd} = 400 \cdot \text{MPa}$$

Pinta-ala

$$A_{sw} := n_w \cdot \frac{\phi_{sw}^2 \cdot \pi}{4}$$

$$A_{sw} = 100.5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin lieriölujuuden
keskiarvo:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{MPa}$$

$$f_{cm} = 38 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen
vetolujuus:

$$f_{ctm} := \begin{cases} 0.30 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \\ \left[2.12 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}} \right) \right] \right] & \text{if } f_{ck} > 50 \text{MPa} \end{cases}$$



Betonin vetolujuuden
ominaisarvo 5%fraktiili

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk.0.05} = 2.028 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden
mitoitussarvo:

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = 1.35 \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen
taivutusvastus:

$$W_{\text{ww}} := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$W = 3.66 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

Suhteellinen momentti
mitoitusmomenteille:

$$\mu_j := \frac{M_{Edj}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

0.106
0.122
0.095
0.000

Leikkauskapasiteetin yläraja:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right)$$

$$\nu = 0.528$$

$$d := d_{n_{s,h}}$$

$$d = 0.229 \text{ m}$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot b \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,max} = 339 \cdot \text{kN}$$

Betonissa vallitsevan normaalivoiman mitoitussarvon aiheuttama keskimääräinen jännitys σ_{cp} ,
puristus positiivisena:

$$\sigma_{cpj} := \frac{-N_{Edj}}{A_c}$$

2.9
2.6
1.4
0.0

$$\sigma_{cpj} = \text{MPa}$$

Tarkistetaan halkeileeko betoni:

Jännitys reunassa 1:
$$\sigma_{c1j} := \frac{N_{Edj}}{A_c} + \frac{M_{Edj}}{W}$$

$$\sigma_{c1j} = \begin{array}{|c|} \hline 9.80 \\ \hline 12.06 \\ \hline 9.95 \\ \hline 0.00 \\ \hline \end{array} \cdot \text{MPa}$$

Jännitys reunassa 2:
$$\sigma_{c2j} := \frac{N_{Edj}}{A_c} - \frac{M_{Edj}}{W}$$

$$\sigma_{c2j} = \begin{array}{|c|} \hline -15.56 \\ \hline -17.24 \\ \hline -12.80 \\ \hline 0.00 \\ \hline \end{array} \cdot \text{MPa}$$



Oletetaan poikkileikkaus haljenneeksi jos poikkileikkaukseen syntyy vetoa (σ_c =positiivinen)

Betoniin syntyy vetojännityksiä voimasuureyhdistelmässä 1

Betoniin syntyy vetojännityksiä voimasuureyhdistelmässä 2

Betoniin syntyy vetojännityksiä voimasuureyhdistelmässä 3°.

Betoniin ei synny vetojännityksiä voimasuureyhdistelmässä 4'

Tarkastelu leikkausraudoittamattomana:

Haljenneelle poikkileikkaukselle:

Tehollinen korkeus:

$$d = 229 \cdot \text{mm}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$C_{Rd,c} = 0.120$$

$$k_1 := 0.15$$

$$k := \min \left(2.0, 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d}{\text{mm}}}} \right)$$

$$k = 1.935$$

Leikkauslujuus:

$$\nu_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa}$$

$$\nu_{\min} = 0.516 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cp2j} := \min \left(0.2 \cdot f_{cd}, \frac{-N_{Edj}}{A_c} \right)$$

$$\sigma_{cp2j} = \begin{array}{|c|} \hline 2.9 \\ \hline 2.6 \\ \hline 1.4 \\ \hline 0.0 \\ \hline \end{array} \cdot \text{MPa}$$

Vetoraudoituksen pinta-ala: $A_{sl} := n_{s,v} \cdot A_{s\phi}$

$$A_{sl} = 402.1 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_1 := \min \left(\frac{A_{sl}}{b \cdot d}, 0.02 \right)$$

$$\rho_1 = 0.006$$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo/vähimmäisarvo:

$$V_{Rd.c1j} := \max \left[\left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cpj} \right) \cdot b \cdot d, \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp2j} \right] \cdot b \cdot d \right]$$

$$V_{Rd.c1j} = \begin{array}{|c|} \hline 67.3 \\ \hline 64.5 \\ \hline 53.3 \\ \hline 39.6 \\ \hline \end{array} \cdot \text{kN}$$

Halkeilemattomalle poikkileikkaukselle:

Painopisteakselin yläpuolella olevan pinta-alan staattinen momentti painopisteakselin suhteen:

$$S_{\text{ww}} := \frac{A_c}{2} \cdot \frac{h}{4}$$

$$S = 2.74 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

Jäyhyysmomentti:

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I = 5.12 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$\alpha_1 := 1$$

$$V_{Rd.c2j} := \frac{I \cdot b}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cpj} \cdot f_{ctd}}$$

$$V_{Rd.c2j} = \begin{array}{|c|} \hline 125.0 \\ \hline 120.6 \\ \hline 101.3 \\ \hline 70.6 \\ \hline \end{array} \cdot \text{kN}$$



Leikkausraudoittamattomana tarkastellun poikkileikkauksen kapasiteetit:

$$V_{Rd.max1j} := \min(V_{Rd.cj}, V_{Rd.max})$$

$$\frac{V_{Edj}}{V_{Rd.max1j}} = \begin{array}{|c|} \hline 0.223 \\ \hline 0.326 \\ \hline 0.375 \\ \hline 0.000 \\ \hline \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{OK!} \\ \text{OK!} \\ \text{OK!} \\ \text{OK!} \end{array}$$

$$V_{Rd.max1j} = \begin{array}{|c|} \hline 67.3 \\ \hline 64.5 \\ \hline 53.3 \\ \hline 70.6 \\ \hline \end{array} \cdot \text{kN}$$

Tarkastelu leikkausraudoitettuna:

Leikkausvoimasta vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin ν_1 :

$$\nu_1 := \max \left(0.5, \text{if} \left(f_{ck} \leq 60 \text{MPa}, 0.6, 0.9 - \frac{f_{ck}}{200 \cdot \text{MPa}} \right) \right) \quad \nu_1 = 0.6$$

Poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutukset huomioiva kerroin α_{cw} :

$$\alpha_{cw_j} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp_j} \leq 0 \text{MPa} \\ \left[1 + \left(\frac{\sigma_{cp_j}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0 \text{MPa} < \sigma_{cp_j} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp_j} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma_{cp_j}}{f_{cd}} \right) \right] & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp_j} \leq 1.0 \cdot f_{cd} \\ 2.5 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_{cw_j} =$$

1.144
1.129
1.071
1.000

Puristettu osuus β : $\beta_{3_j} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_j}$

$$\beta_{3_j} =$$

0.112
0.131
0.100
0.000

Rakenneosan taivutusmomenttia vastaava sisäinen momenttivarsi z :

$$z_j := d \cdot \left(1 - \frac{\beta_{3_j}}{2} \right)$$

$$z_j =$$

216.2
214.0
217.6
229.0

·mm

$$V_{Rd.max.1_j} := \frac{\alpha_{cw_j} \cdot b \cdot z_j \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \cot \theta^{-1}}$$

$$V_{Rd.max.1_j} =$$

286.6
280.1
270.1
265.3

·kN

Tarkistetaan ylittyykö sallittu hakajako. Jos hakajako ylittyy, tapausta käsitellään leikkausraudoittamattomana.



$$V_{Rd.s_j} := \begin{cases} 0.001 \text{ kN} & \text{if } h_{aka} = 0 \\ \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z_j \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta & \text{otherwise} \end{cases}$$

$V_{Rd.s_j} =$	
0.0	·kN
0.0	
0.0	
0.0	

$$V_{Rd.max2_j} := \min(V_{Rd.max.1_j}, V_{Rd.max})$$

$V_{Rd.max2_j} =$	
286.6	·kN
280.1	
270.1	
265.3	



Leikkauskestävyys:

Tarkastelu leikkausraudoittamattomana:

$$V_{Rd,max}: \quad KA1 = 37.5\% \quad \text{OK!}$$

Tarkastelu leikkausraudoitettuna:

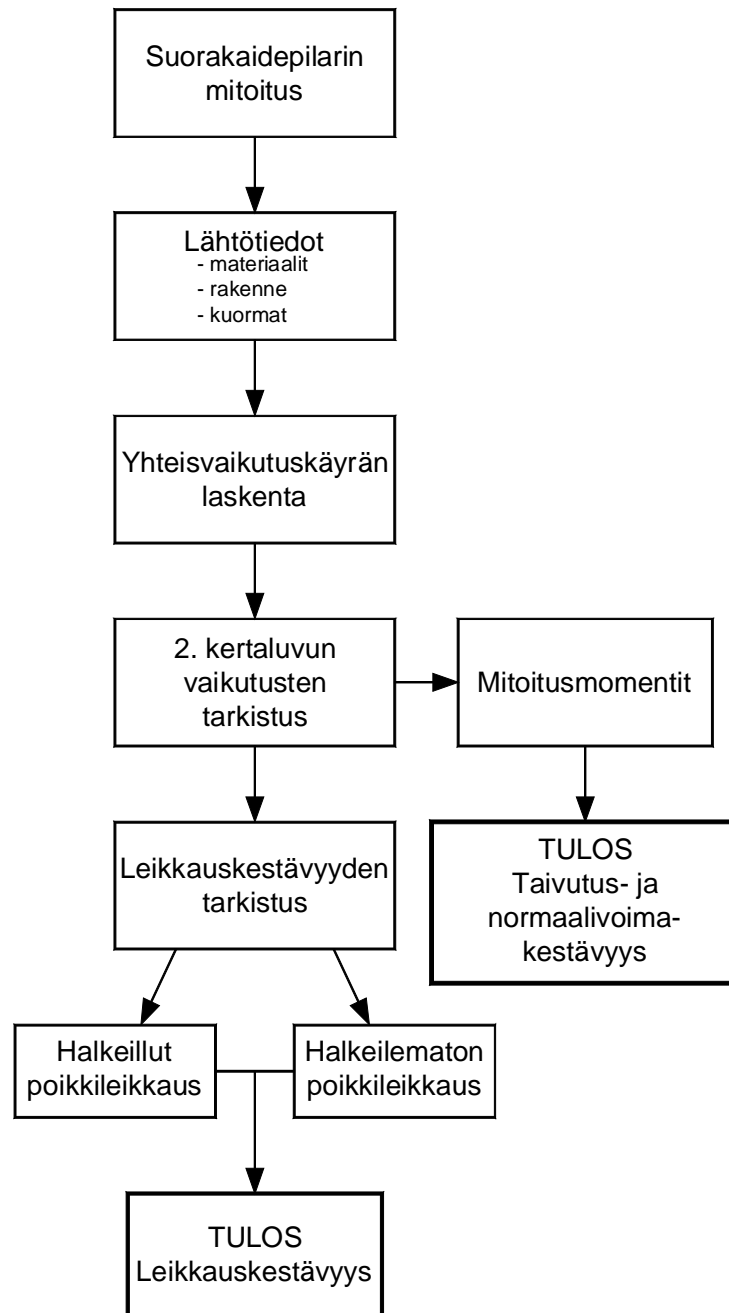
$$V_{Rd,max}: \quad KA2 := KA2_{apu2} \quad \text{OK!}$$
$$KA2 = 0\%$$

$$V_{Rd,s}: \quad KA3 := KA3_{apu2} \quad \text{OK!}$$
$$KA3 = 0\%$$

Minimileikkausraudoitus riittää

Alkuun

Vuokaavio



Structural calculations

ACCORDING TO SFS-EN 1992-1-1

Concrete slab (ULS)

1. INITIAL DATA
2. CALCULATIONS
3. RESULTS

Pay attention to calculations and the basis for them when using this tool. Use at your own risk!

Framed regions are
variables set by user

Intermediate result

Final result

INITIAL DATA

Design code

Default EC
Finnish NA

Choice between national annexes
and default Eurocode

$c_{\text{nom}} := 35\text{mm}$

Nominal concrete cover

$\epsilon_{\text{uk}} := 5\%$

Reinforcement ductility class

$\cot\delta := 2.5$

Value for $\cot(\theta)$ = between 1...2,5

$\theta := \text{acot}(\cot\delta) = 21.801409 \cdot \text{deg}$

Value for angle θ (between 21,8...45
degrees)

$t := 200\text{mm}$

Width of supports

Loads and diagrams

$g_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Planar load, permanent, characteristic
value

$q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Planar load, temporary, characteristic
value

Partial safety factors

$\gamma_c := 1.5$

Partial factor for concrete

$\gamma_s := 1.15$

Partial factor for reinforcing steel

Material properties

CONCRETE

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

STEEL

A400HW
A500HW
A600HW

$d_g := 20\text{mm}$

Maximum size of aggregate

Cross section properties

$h := 180\text{mm}$

Slab thickness

$$L_y := \begin{pmatrix} 0 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \\ 7.2 \\ 6 \\ 7.2 \\ 3.6 \end{pmatrix} \text{m}$$

Longer side of each slab

$$L_x := \begin{pmatrix} 0 \\ 6 \\ 6 \\ 4.8 \\ 6 \\ 3.6 \\ 4.8 \\ 3.3 \end{pmatrix} \text{m}$$

Shorter side of each slab

CALCULATIONS

Material properties

CONCRETECLASS	fck	fckcube	fcm	fctm	fctk005	fctk095	Ec	
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57	

$f_{ck} := f_{ck} \cdot \text{MPa} = 30 \cdot \text{MPa}$

Compression strength of concrete (characteristic)

$f_{ctm} := f_{ctm} \cdot \text{MPa} = 2.8964681538 \cdot \text{MPa}$

$\alpha_{cc} := 1.0$

$\alpha_{ct} := 1.0$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \text{MPa}$

$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.93 \cdot \text{MPa}$

$E_c := E_c \cdot \text{MPa} = 32836.57 \cdot \text{MPa}$

STEELCLASS	fyk	Es	
A500HW	500	200000	

$f_{yk} := f_{yk} \cdot \text{MPa} = 500 \cdot \text{MPa}$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.782609 \cdot \text{MPa}$$

$$E_s := E_s \cdot \text{MPa} = 200 \cdot \text{GPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Ultimate compressive strain in concrete

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.25\%$$

Characteristic yield strain in reinforcement

DESIGN FOR BENDING (ULS)

$$g_{k, \text{omapaino}} := h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Self-weight

$$p_d := 1.35 \cdot (g_{k, \text{omapaino}} + g_k) + 1.5 \cdot q_k = 16.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Principal moments

Slab 1: support type 4

$$\frac{L_{y1}}{L_{x1}} = 1$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs,1} := 0.0415$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys,1} := 0.0415$$

$$\alpha_{xf,1} := 0.0314$$

$$\alpha_{yf,1} := 0.0314$$

$$m_{xs,1} := \alpha_{xs,1} \cdot p_d \cdot (L_{x1})^2 = 25.32 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys,1} := \alpha_{ys,1} \cdot p_d \cdot (L_{x1})^2 = 25.32 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf,1} := \alpha_{xf,1} \cdot p_d \cdot (L_{x1})^2 = 19.16 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf,1} := \alpha_{yf,1} \cdot p_d \cdot (L_{x1})^2 = 19.16 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 2: support type 7

$$\frac{L_{y2}}{L_{x2}} = 1$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.2} := 0.0367$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys.2} := 0.0308$$

$$\alpha_{xf.2} := 0.0274$$

$$\alpha_{yf.2} := 0.0212$$

$$m_{xs.2} := \alpha_{xs.2} \cdot p_d \cdot (L_{x_2})^2 = 22.39 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.2} := \alpha_{ys.2} \cdot p_d \cdot (L_{x_2})^2 = 18.79 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.2} := \alpha_{xf.2} \cdot p_d \cdot (L_{x_2})^2 = 16.72 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.2} := \alpha_{yf.2} \cdot p_d \cdot (L_{x_2})^2 = 12.94 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 3: support type 4

$$\frac{L_{y_3}}{L_{x_3}} = 1.25$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.3} := 0.0547$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys.3} := 0.0471$$

$$\alpha_{xf.3} := 0.0407$$

$$\alpha_{yf.3} := 0.0314$$

$$m_{xs.3} := \alpha_{xs.3} \cdot p_d \cdot (L_{x_3})^2 = 21.36 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.3} := \alpha_{ys.3} \cdot p_d \cdot (L_{x_3})^2 = 18.39 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.3} := \alpha_{xf.3} \cdot p_d \cdot (L_{x_3})^2 = 15.89 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.3} := \alpha_{yf.3} \cdot p_d \cdot (L_{x_3})^2 = 12.26 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 4: support type 3/4 (interpolation between 3 & 4)

$$\frac{L_{y_4}}{L_{x_4}} = 1.2$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.4.3} := 0$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{xs.4.4} := 0.0522$$

$$\alpha_{ys.4.3} := 0.0684$$

$$\alpha_{ys.4.4} := 0.0462$$

$$\alpha_{xf.4.3} := 0.0494$$

$$\alpha_{xf.4.4} := 0.0392$$

$$\alpha_{yf.4.3} := 0.0472$$

$$\alpha_{yf.4.4} := 0.0316$$

$$m_{xs.4} := \alpha_{xs.4.4} \cdot p_d \cdot (L_{x_4})^2 = 31.85 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.4} := \left(\alpha_{ys.4.3} \cdot \frac{3.6}{7.2} + \alpha_{ys.4.4} \cdot \frac{3.6}{7.2} \right) \cdot p_d \cdot (L_{x_4})^2 = 34.96 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.4} := \left(\alpha_{xf.4.3} \cdot \frac{3.6}{7.2} + \alpha_{xf.4.4} \cdot \frac{3.6}{7.2} \right) \cdot p_d \cdot (L_{x_4})^2 = 27.03 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.4} := \left(\alpha_{yf.4.3} \cdot \frac{3.6}{7.2} + \alpha_{yf.4.4} \cdot \frac{3.6}{7.2} \right) \cdot p_d \cdot (L_{x_4})^2 = 24.04 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 5: support type 7

Special slab, complimented to 2L length

$$L_{yy_5} := 7.2\text{m}$$

$$L_{xx_5} := 6\text{m}$$

$$\frac{L_{y_5}}{L_{x_5}} = 1.2$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.5} := 0.0441$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys.5} := 0.0314$$

$$\alpha_{xf.5} := 0.0288$$

$$\alpha_{yf.5} := 0.0201$$

$$m_{xs.5} := \alpha_{xs.5} \cdot p_d \cdot (L_{x_5})^2 = 26.91 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.5} := \alpha_{ys.5} \cdot p_d \cdot (L_{x5})^2 = 19.16 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.5} := \alpha_{xf.5} \cdot p_d \cdot (L_{x5})^2 = 17.57 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.5} := \alpha_{yf.5} \cdot p_d \cdot (L_{x5})^2 = 12.27 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 6: support type 4

$$\frac{L_{y6}}{L_{x6}} = 1.5$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.6} := 0.0661$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys.6} := 0.0503$$

$$\alpha_{xf.6} := 0.0471$$

$$\alpha_{yf.6} := 0.0294$$

$$m_{xs.6} := \alpha_{xs.6} \cdot p_d \cdot (L_{x6})^2 = 25.81 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.6} := \alpha_{ys.6} \cdot p_d \cdot (L_{x6})^2 = 19.64 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.6} := \alpha_{xf.6} \cdot p_d \cdot (L_{x6})^2 = 18.39 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.6} := \alpha_{yf.6} \cdot p_d \cdot (L_{x6})^2 = 11.48 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Slab 7: support type 4

Special slab, complimented to 2L length

$$L_{y7} := 7.2\text{m}$$

$$L_{x7} := 3.6\text{m}$$

$$\frac{L_{y7}}{L_{x7}} = 2$$

Side ratio according to table 3.1

$$\alpha_{xs.7} := 0.0840$$

Moment factors, choose from table 3.1

$$\alpha_{ys.7} := 0.0520$$

$$\alpha_{xf.7} := 0.0538$$

$$\alpha_{yf.7} := 0.0250$$

$$m_{xs.7} := \alpha_{xs.7} \cdot p_d \cdot (L_{x7})^2 = 18.45 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in x-direction

$$m_{ys.7} := \alpha_{ys.7} \cdot p_d \cdot (L_{x7})^2 = 11.42 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal support moment in y-direction

$$m_{xf.7} := \alpha_{xf.7} \cdot p_d \cdot (L_{x7})^2 = 11.82 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in x-direction

$$m_{yf.7} := \alpha_{yf.7} \cdot p_d \cdot (L_{x7})^2 = 5.49 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Principal span moment in y-direction

Relative stiffness values

$$k := \frac{\beta}{L_x}$$

Slab 1: support type 4

$$\frac{L_{y1}}{L_{x1}} = 1$$

$$\beta_{1.1} := 7.2$$

Factor β from table 3.2

$$\beta_{1.2} := 7.2$$

$$k_{1.2} := \frac{\beta_{1.1}}{L_{x1}} = 1.2 \frac{1}{\text{m}}$$

Relative stiffness value

$$k_{1.4} := \frac{\beta_{1.2}}{L_{x1}} = 1.2 \frac{1}{\text{m}}$$

Slab 2: support type 7

$$\frac{L_{y2}}{L_{x2}} = 1$$

$$\beta_{2.1} := 7.78$$

Factor β from table 3.2

$$\beta_{2..2} := 7.35$$

$$k_{2.1} := \frac{\beta_{2..2}}{L_{x1}} = 1.225 \frac{1}{\text{m}}$$

Relative stiffness value

$$k_{2.3} := \frac{\beta_{2..2}}{L_{x_1}} = 1.225 \frac{1}{m}$$

$$k_{2.5} := \frac{\beta_{2.1}}{L_{x_1}} = 1.296667 \frac{1}{m}$$

Slab 3: support type 4

$$\frac{L_{y_3}}{L_{x_3}} = 1.25$$

$$\beta_{3.1} := 6.98$$

Factor β from table 3.2

$$\beta_{3.2} := 5.94$$

$$k_{3.2} := \frac{\beta_{3.2}}{L_{x_3}} = 1.2375 \frac{1}{m}$$

Relative stiffness value

$$k_{3.6} := \frac{\beta_{3.1}}{L_{x_3}} = 1.454167 \frac{1}{m}$$

Slab 4: support type 4

$$\frac{L_{y_4}}{L_{x_4}} = 1.2$$

$$\beta_{4.1} := \frac{1}{2} \cdot (7.01 + 6.34) = 6.675$$

Factor β from table 3.2

$$\beta_{4.2} := 6.15$$

$$k_{4.1} := \frac{\beta_{4.1}}{L_{x_4}} = 1.1125 \frac{1}{m}$$

Relative stiffness value

$$k_{4.5} := \frac{\beta_{4.2}}{L_{x_4}} = 1.025 \frac{1}{m}$$

Slab 5: support type 7

Special slab, complimented to 2L length

$$L_{y_5} = 7.2 \text{ m}$$

$$L_{x_5} = 6 \text{ m}$$

$$\frac{L_{y_5}}{L_{x_5}} = 1.2$$

Side ratio according to table 3.1

$$\beta_{5.1} := 7.49$$

$$\beta_{5.2} := 6.35$$

$$k_{5.2} := \frac{\beta_{5.1}}{L_{x_5}} = 1.248333 \frac{1}{m}$$

$$k_{5.4} := \frac{\beta_{5.2}}{L_{x_5}} = 1.058333 \frac{1}{m}$$

$$k_{5.6} := \frac{\beta_{5.2}}{L_{x_5}} = 1.058333 \frac{1}{m}$$

$$k_{5.7} := \frac{\beta_{5.1}}{L_{x_5}} = 1.248333 \frac{1}{m}$$

Slab 6: support type 4

$$\frac{L_{y_6}}{L_{x_6}} = 1.5$$

Side ratio according to table 3.1

$$\beta_{6.1} := 6.82$$

$$\beta_{6.2} := 5.11$$

$$k_{6.3} := \frac{\beta_{6.1}}{L_{x_6}} = 1.420833 \frac{1}{m}$$

$$k_{6.5} := \frac{\beta_{6.2}}{L_{x_6}} = 1.064583 \frac{1}{m}$$

$$k_{6.7} := \frac{\beta_{6.2}}{L_{x_6}} = 1.064583 \frac{1}{m}$$

Slab 7: support type 4

Special slab, complimented to 2L length

$$L_{y_7} = 7.2 \text{ m}$$

$$L_{x_7} = 3.6 \text{ m}$$

$$\frac{L_{y_7}}{L_{x_7}} = 2$$

Side ratio according to table 3.1

$$\beta_{7,1} := 6.62$$

$$\beta_{7,2} := 4.19$$

$$k_{7,5} := \frac{\beta_{7,1}}{L_{x7}} = 1.838889 \frac{1}{m}$$

$$k_{7,6} := \frac{\beta_{7,2}}{L_{x7}} = 1.163889 \frac{1}{m}$$

Support moment balancing

Support 1-2

$$\Delta m_{12} := m_{xs,1} - m_{xs,2} = 2.93 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{1_2} := \frac{k_{1,2}}{k_{1,2} + k_{2,1}} \cdot \Delta m_{12} = 1.45 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{2_1} := \frac{k_{2,1}}{k_{1,2} + k_{2,1}} \cdot \Delta m_{12} = 1.48 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for second slab

$$m_{12} := m_{xs,1} - \Delta m_{1_2} = 23.87 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Total moment on support

Support 1-4

$$\Delta m_{14} := m_{ys,1} - m_{ys,4} = -9.64 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{1_4} := \frac{k_{1,4}}{k_{1,4} + k_{4,1}} \cdot \Delta m_{14} = -5 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{4_1} := \frac{k_{4,1}}{k_{1,4} + k_{4,1}} \cdot \Delta m_{14} = -4.64 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for second slab

$$m_{14} := m_{ys,1} - \Delta m_{4_1} = 29.96 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Total moment on support

Support 2-3

$$\Delta m_{23} := m_{xs,2} - m_{xs,3} = 1.03 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{2_3} := \frac{k_{2,3}}{k_{2,3} + k_{3,2}} \cdot \Delta m_{23} = 0.51 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{3_2} := \frac{k_{3,2}}{k_{2,3} + k_{3,2}} \cdot \Delta m_{23} = 0.52 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Balancing moment for second slab

$$m_{23} := m_{xs,2} - \Delta m_{3_2} = 21.88 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

Total moment on support

Support 2-5

$$\Delta m_{25} := m_{ys,2} - m_{ys,5} = -0.37 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{2_5} := \frac{k_{2,5}}{k_{2,5} + k_{5,2}} \cdot \Delta m_{25} = -0.19 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{5_2} := \frac{k_{5,2}}{k_{2,5} + k_{5,2}} \cdot \Delta m_{25} = -0.18 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{25} := m_{ys,2} - \Delta m_{5_2} = 18.97 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Support 3-6

$$\Delta m_{36} := m_{ys,3} - m_{ys,6} = -1.25 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{3_6} := \frac{k_{3,6}}{k_{3,6} + k_{6,3}} \cdot \Delta m_{36} = -0.63 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{6_3} := \frac{k_{6,3}}{k_{3,6} + k_{6,3}} \cdot \Delta m_{36} = -0.62 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{36} := m_{ys,3} - \Delta m_{6_3} = 19.01 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Support 4-5

$$\Delta m_{45} := m_{xs,4} - m_{xs,5} = 4.94 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{4_5} := \frac{k_{4,5}}{k_{4,5} + k_{5,4}} \cdot \Delta m_{45} = 2.43 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{5_4} := \frac{k_{5,4}}{k_{4,5} + k_{5,4}} \cdot \Delta m_{45} = 2.43 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{45} := m_{xs,4} - \Delta m_{5_4} = 29.42 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Support 5-6

$$\Delta m_{56} := m_{xs,5} - m_{xs,6} = 1.1 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{5_6} := \frac{k_{5,6}}{k_{5,6} + k_{6,5}} \cdot \Delta m_{56} = 0.55 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{6_5} := \frac{k_{6,5}}{k_{5,6} + k_{6,5}} \cdot \Delta m_{56} = 0.55 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{56} := m_{xs,5} - \Delta m_{6_5} = 26.36 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Support 5-7

$$\Delta m_{57} := m_{ys,5} - m_{ys,7} = 7.74 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{5_7} := \frac{k_{5,7}}{k_{5,7} + k_{7,5}} \cdot \Delta m_{57} = 3.13 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

$$\Delta m_{7_5} := \frac{k_{5,7}}{k_{5,7} + k_{7,5}} \cdot \Delta m_{57} = 3.13 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{57} := m_{ys,5} - \Delta m_{7_5} = 16.03 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Support 6-7

$$\Delta m_{67} := m_{xs,6} - m_{xs,7} = 7.36 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Principal moment difference

$$\Delta m_{6_7} := \frac{k_{6,7}}{k_{6,7} + k_{7,6}} \cdot \Delta m_{67} = 3.7 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for first slab

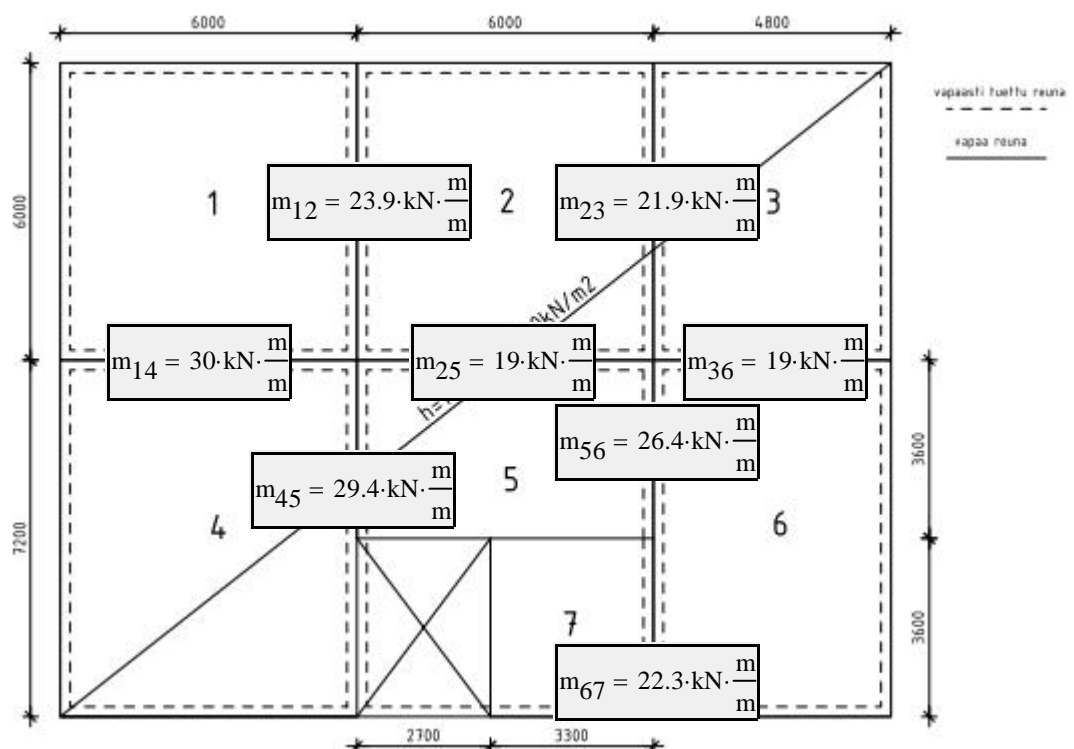
$$\Delta m_{7_6} := \frac{k_{6,7}}{k_{6,7} + k_{7,6}} \cdot \Delta m_{67} = 3.52 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Balancing moment for second slab

$$m_{67} := m_{xs,6} - \Delta m_{7_6} = 22.3 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total moment on support

Final support moments



Revised span moments

Span 1

$$\frac{L_{y_1}}{L_{x_1}} = 1$$

$$\psi_{x,1} := 0.380$$

$$\psi_{y,1} := 0.280$$

$$\xi_1 := 0.6$$

$$\Delta m_{xf,1} := \psi_{x,1} \cdot (\Delta m_{1_2} + \Delta m_{1_4}) = -1.35 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf,1.\text{tot}} := \begin{cases} (m_{xf,1} - \Delta m_{xf,1}) & \text{if } \Delta m_{xf,1} \geq 0 \\ (m_{xf,1} - \xi_1 \cdot \Delta m_{xf,1}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf,1} = 19.16 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf,1.\text{tot}} = 19.97 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf,1} := \psi_{y,1} \cdot (\Delta m_{1_2} + \Delta m_{1_4}) = -1 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf,1.\text{tot}} := \begin{cases} (m_{yf,1} - \Delta m_{yf,1}) & \text{if } \Delta m_{yf,1} \geq 0 \\ (m_{yf,1} - \xi_1 \cdot \Delta m_{yf,1}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf,1} = 19.16 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf,1.\text{tot}} = 19.76 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 2

$$\frac{L_{y_2}}{L_{x_2}} = 1$$

$$\psi_{x,2} := 0.380$$

$$\psi_{y,2} := 0.280$$

$$\xi_2 := 0.75$$

$$\Delta m_{xf,2} := \psi_{x,2} \cdot (\Delta m_{2_1} + \Delta m_{2_3} + \Delta m_{2_5}) = 0.69 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf,2.\text{tot}} := \begin{cases} (m_{xf,2} - \Delta m_{xf,2}) & \text{if } \Delta m_{xf,2} \geq 0 \\ (m_{xf,2} - \xi_2 \cdot \Delta m_{xf,2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.2} = 16.72 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.2.tot} = 16.03 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.2} := \psi_{y.2} \cdot (\Delta m_{2_1} + \Delta m_{2_3} + \Delta m_{2_5}) = 0.51 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.2.tot} := \begin{cases} (m_{yf.2} - \Delta m_{yf.2}) & \text{if } \Delta m_{yf.2} \geq 0 \\ (m_{yf.2} - \xi_2 \cdot \Delta m_{yf.2}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.2} = 12.94 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.2.tot} = 12.43 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 3

$$\frac{L_{y3}}{L_{x3}} = 1.25$$

$$\psi_{x.3} := 0.350$$

$$\psi_{y.3} := 0.330$$

$$\xi_3 := 0.6$$

$$\Delta m_{xf.3} := \psi_{x.3} \cdot (\Delta m_{3_2} + \Delta m_{3_6}) = -0.04 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.3.tot} := \begin{cases} (m_{xf.3} - \Delta m_{xf.3}) & \text{if } \Delta m_{xf.3} \geq 0 \\ (m_{xf.3} - \xi_3 \cdot \Delta m_{xf.3}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.3} = 15.89 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.3.tot} = 15.92 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.3} := \psi_{y.3} \cdot (\Delta m_{3_2} + \Delta m_{3_6}) = -0.04 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.3.tot} := \begin{cases} (m_{yf.3} - \Delta m_{yf.3}) & \text{if } \Delta m_{yf.3} \geq 0 \\ (m_{yf.3} - \xi_3 \cdot \Delta m_{yf.3}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.3} = 12.26 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.3.tot} = 12.29 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 4

$$\frac{L_{y4}}{L_{x4}} = 1.2$$

$$\psi_{x.4} := 0.344$$

$$\psi_{y.4} := 0.172$$

$$\xi_4 := 0.6$$

$$\Delta m_{xf.4} := \psi_{x.4} \cdot (\Delta m_{4_1} + \Delta m_{4_5}) = -0.76 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.4.tot} := \begin{cases} (m_{xf.4} - \Delta m_{xf.4}) & \text{if } \Delta m_{xf.4} \geq 0 \\ (m_{xf.4} - \xi_4 \cdot \Delta m_{xf.4}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.4} = 27.03 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.4.tot} = 27.49 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.4} := \psi_{y.4} \cdot (\Delta m_{4_1} - \Delta m_{4_5}) = -1.22 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.4.tot} := \begin{cases} (m_{yf.4} - \Delta m_{yf.4}) & \text{if } \Delta m_{yf.4} \geq 0 \\ (m_{yf.4} - \xi_4 \cdot \Delta m_{yf.4}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.4} = 24.04 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.4.tot} = 24.77 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 5

$$\frac{L_{y5}}{L_{x5}} = 1.2$$

$$\psi_{x.5} := 0.364$$

$$\psi_{y.5} := 0.338$$

$$\xi_5 := 0.75$$

$$\Delta m_{xf.5} := \psi_{x.5} \cdot (\Delta m_{5_4} + \Delta m_{5_2} + \Delta m_{5_6} + \Delta m_{5_7}) = 2.16 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.5.tot} := \begin{cases} (m_{xf.5} - \Delta m_{xf.5}) & \text{if } \Delta m_{xf.5} \geq 0 \\ (m_{xf.5} - \xi_5 \cdot \Delta m_{xf.5}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.5} = 17.57 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.5.tot} = 15.42 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.5} := \psi_{y.5} \cdot (\Delta m_{5_4} + \Delta m_{5_2} + \Delta m_{5_6} + \Delta m_{5_7}) = 2 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.5.tot} := \begin{cases} (m_{yf.5} - \Delta m_{yf.5}) & \text{if } \Delta m_{yf.5} \geq 0 \\ (m_{yf.5} - \xi_5 \cdot \Delta m_{yf.5}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.5} = 12.27 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.5.tot} = 10.26 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 6

$$\frac{L_{y6}}{L_{x6}} = 1.5$$

$$\psi_{x.6} := 0.421$$

$$\psi_{y.6} := 0.305$$

$$\xi_6 := 0.6$$

$$\Delta m_{xf.6} := \psi_{x.6} \cdot (\Delta m_{6_3} + \Delta m_{6_5} + \Delta m_{6_7}) = 1.53 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.6.tot} := \begin{cases} (m_{xf.6} - \Delta m_{xf.6}) & \text{if } \Delta m_{xf.6} \geq 0 \\ (m_{xf.6} - \xi_6 \cdot \Delta m_{xf.6}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.6} = 18.39 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.6.tot} = 16.86 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.6} := \psi_{y.6} \cdot (\Delta m_{6_3} + \Delta m_{6_5} + \Delta m_{6_7}) = 1.11 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.6.tot} := \begin{cases} (m_{yf.6} - \Delta m_{yf.6}) & \text{if } \Delta m_{yf.6} \geq 0 \\ (m_{yf.6} - \xi_6 \cdot \Delta m_{yf.6}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.6} = 11.48 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.6.tot} = 10.38 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Span 7

$$\frac{L_{y7}}{L_{x7}} = 2$$

$$\psi_{x.7} := 0.238$$

$$\psi_{y.7} := 0.248$$

$$\xi_7 := 0.6$$

$$\Delta m_{xf.7} := \psi_{x.6} \cdot (\Delta m_{7_5} + \Delta m_{7_6}) = 2.8 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.7.tot} := \begin{cases} (m_{xf.7} - \Delta m_{xf.7}) & \text{if } \Delta m_{xf.7} \geq 0 \\ (m_{xf.7} - \xi_7 \cdot \Delta m_{xf.7}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{xf.7} = 11.82 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{xf.7.tot} = 9.02 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in x-direction

$$\Delta m_{yf.7} := \psi_{y.7} \cdot (\Delta m_{7_5} + \Delta m_{7_6}) = 1.65 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

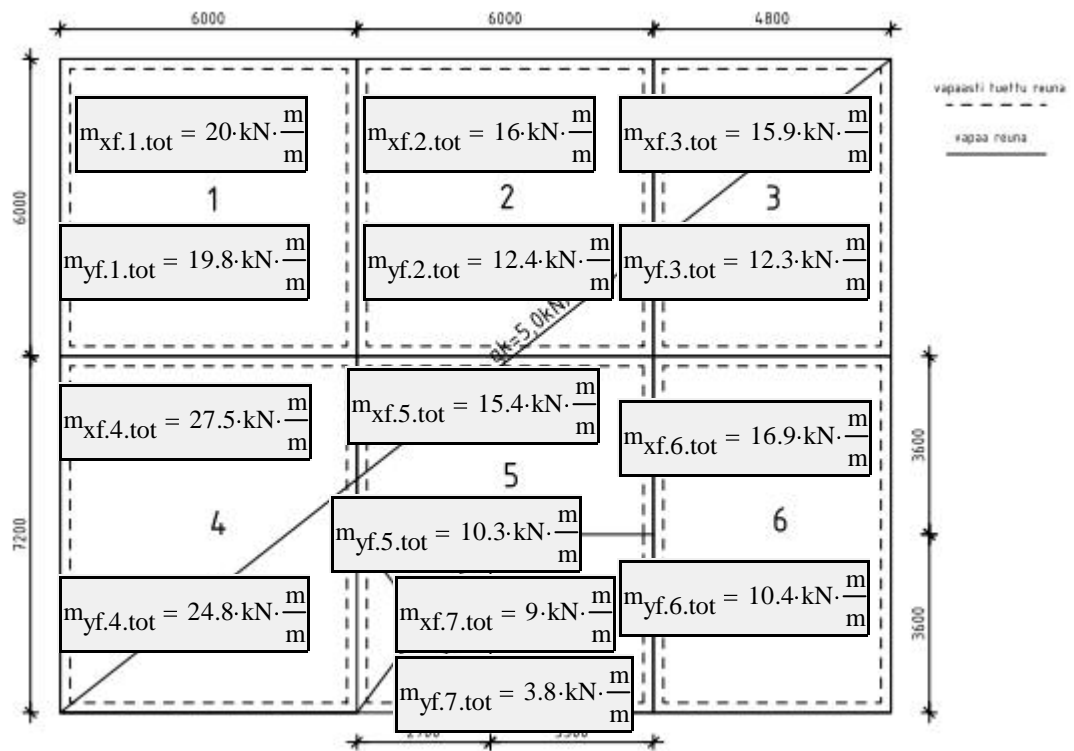
$$m_{yf.7.tot} := \begin{cases} (m_{yf.7} - \Delta m_{yf.7}) & \text{if } \Delta m_{yf.7} \geq 0 \\ (m_{yf.7} - \xi_7 \cdot \Delta m_{yf.7}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$m_{yf.7} = 5.49 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{yf.7.tot} = 3.84 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Revised span moment in y-direction

Final span moments



REBAR DESIGN (ULS)

$$b := 1000\text{mm}$$

Shear

$$d_{sl} := 12\text{mm}$$

Area of reinforcing bar for shear

$$s_l := 250\text{mm}$$

Spacing of rebars for shear

$$n_{sl} := \frac{b}{s_l} = 4$$

Number of reinforcing bars for shear for a 1000mm length

$$d_l := h - c_{nom} - \frac{d_{sl}}{2} = 139\text{mm}$$

Effective depth of section for bottom reinforcement

$$A_{sl} := n_{sl} \frac{\pi \cdot d_{sl}^2}{4} = 452.389342 \cdot \text{mm}^2$$

Amount of bottom reinforcement

$$\rho_l := \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{b \cdot d_l}\right) = 0.003255$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_l}{\text{mm}}}}, 2\right) = 2$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$\nu_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.542218$$

$$V_{\text{Rd.c.int}} := \left[C_{\text{Rd.c}} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d_l \cdot \text{MPa} = 71.3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rd.c.min}} := \nu_{\min} \cdot b \cdot d_l \cdot \text{MPa} = 75.4 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rd.c}} := \max(V_{\text{Rd.c.int}}, V_{\text{Rd.c.min}}) = 75.4 \cdot \text{kN}$$

Bending

$$d_s := 12 \text{ mm}$$

Area of reinforcing bar for bending

$$M_{\text{Ed}} := 45.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Design value for bending moment in examined location

$$d := h - c_{\text{nom}} - \frac{d_s}{2} = 139 \cdot \text{mm}$$

Effective depth of section for bottom reinforcement

$$x_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yk}} \cdot d = 81.1 \cdot \text{mm}$$

Balance value of mechanical reinforcement ratio

$$\omega_b := \frac{0.8 \cdot \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yk}} = 0.467$$

Balance value of mechanical reinforcement ratio

$$\mu_b := \omega_b \cdot \left(1 - \frac{\omega_b}{2} \right) = 0.358$$

Balance value relative moment

$$\mu := \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = 0.119$$

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.127$$

$$z := d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) = 130.2 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s,\min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 209.4 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum area of reinforcement

$$A_{s,\text{req}} := \max \left(A_{s,\min}, \frac{M_{\text{Ed}}}{z \cdot f_{yd}} \right) = 811 \cdot \text{mm}^2$$

Required area of reinforcement

$$s_{\text{int}} := \frac{b}{A_{s,\text{req}}} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 139.47 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{max}} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \cdot \text{mm}$$

$$s_{\text{req}} := \min(s_{\text{int}}, s_{\text{max}}) = 139 \cdot \text{mm}$$

Required spacing for main bars

Structural calculations

ACCORDING TO *SFS-EN 1992-1-1*

Reinforced concrete section (SLS)

1. INITIAL DATA
2. CALCULATIONS
3. RESULTS

Pay attention to calculations and the basis for them when using this tool. Use at your own risk!

Framed regions are
variables set by user

Intermediate result

Final result

INITIAL DATA

Design code

$c_{nom} := 35\text{mm}$

Nominal concrete cover

$w_{k,max} := 0.3\text{mm}$

Maximum allowed crack width
(quasi-permanent combination)

Loads and diagrams

$M_{Ed,CH} := 33.3\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (characteristic
combination)

$M_{Ed,QP} := 23.5\text{kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (quasi-permanent
combination)

Partial safety factors

$\gamma_c := 1.5$

Partial factor for concrete

$\gamma_s := 1.15$

Partial factor for reinforcing steel

Material properties

CONCRETE

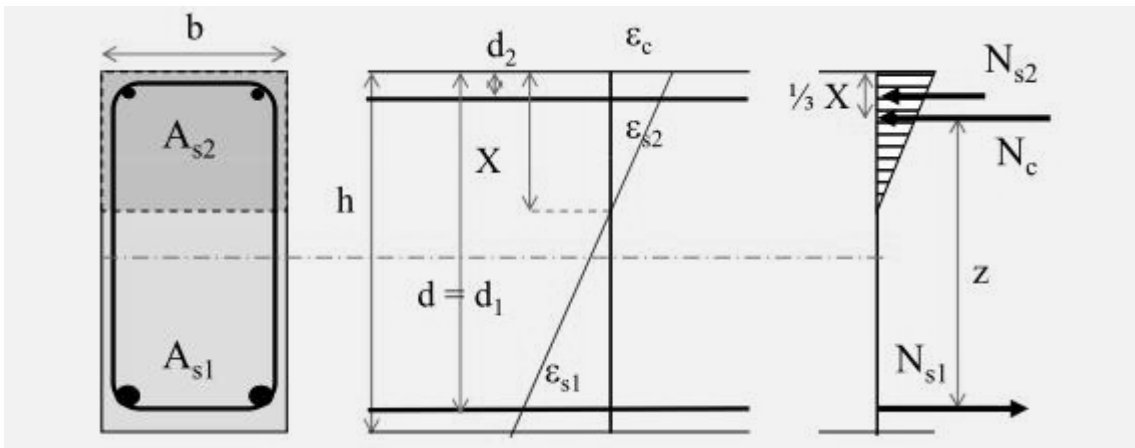
STEEL

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

A400HW
A500HW
A600HW

Cross section properties

SERVICEABILITY LIMIT STATE



Beam
Slab

b := 1000mm

h := 180mm

RH := 50

T_{amb} := 20

t := 18250

t₀ := 28

Type S
Type N
Type R

Type of structure

Beam width

Beam height

Relative humidity

Temperature between 0...t, 0 [degrees Celsius]

Concrete age at the examined moment of time [days]

Concrete age at the beginning of loading

Type of cement

Reinforcement

φ_{sw} := 8mm

Diameter of stirrups

s_{sw} := 240mm

Spacing of stirrups

In examined location

φ₁ := 12mm

Diameter of bottom rebars

n₁ := 0

Number of bottom rebars

φ₂ := 12mm

Diameter of top rebars

n₂ := 0

Number of top rebars

s₁ := 139mm

Spacing of bottom rebars (slabs)

s₂ := 400mm

Spacing of top rebars (slabs)

▼ CALCULATIONS

CALCULATIONS

Material properties

CONCRETE	f _{ck}	f _{ck} cube	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk005}	f _{ctk095}	E _c	
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57	

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \text{MPa} = 30 \cdot \text{MPa}$$

Compression strength of concrete (characteristic)

$$f_{ctm} := f_{ctm} \cdot \text{MPa} = 2.8964681538 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.931 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := E_c \cdot \text{MPa} = 32836.568 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{s\text{all}} := 1.05 \cdot E_{cm} = 34478.396 \cdot \text{MPa}$$

STEELCLASS	fyk	Es	
A500HW	500	200000	

$$f_{yk\text{all}} := f_{yk} \cdot \text{MPa} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{s\text{all}} := E_s \cdot \text{MPa} = 200 \cdot \text{GPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Ultimate compressive strain in concrete

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.25\%$$

Characteristic yield strain in reinforcement

$$d := h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{\phi_1}{2} = 131 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := d$$

(Look at the picture's notation)

$$d_2 := c_{nom} + \phi_{sw} + \frac{\phi_2}{2} = 49 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s1} := \begin{cases} \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_1 \right) & \text{if rakenne} = 1 \\ \left(\frac{\phi_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{b}{s_1} \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 813.649896 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s2} := \begin{cases} \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_2 \right) & \text{if rakenne} = 1 \\ \left(\frac{\phi_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{b}{s_2} \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 282.743339 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := b \cdot h = 180000 \cdot \text{mm}^2$$

SLS VERIFICATION

Creep

$$f_{cm\text{all}} := f_{cm} \cdot \text{MPa}$$

-

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)^{\alpha}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)^{\alpha}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.94$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.98$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.73$$

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if sementti} = 1 = 0 \\ 0 & \text{if sementti} = 2 \\ 1 & \text{if sementti} = 3 \end{cases}$$

$$t_{0,T,\text{red}} := e^{-\left[\frac{4000}{(273+T)} - 13.65 \right]} \cdot t_0 = 27.94749$$

$$t_{0,\text{red}} := t_{0,T,\text{red}} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T,\text{red}}^{1.2}} + 1 \right)^{\alpha} = 27.94749$$

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_{0,\text{red}}^{0.2} \right)} = 0.488624$$

$$u := \begin{cases} [2 \cdot (b + h)] & \text{if rakenne} = 1 = 2000 \cdot \text{mm} \\ (2b) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 180 \cdot \text{mm}$$

$$\text{lujuus} := \begin{cases} 1 & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} = 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) & \text{if lujuus} = 1 = 1.806059 \\ \left[\left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \right] & \text{if lujuus} = 2 \end{cases}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = 2.41$$

$$\beta_{H,max.1} := 1500$$

$$\beta_{H,max.2} := 1500 \cdot \alpha_3 = 1439.572305$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{mm} + 250, \beta_{H,max.1} \right] & \text{if } \text{lujuus} = 1 \\ \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3, \beta_{H,max.2} \right] & \text{if } \text{lujuus} = 2 \end{cases} = 509.96$$

$$\beta_{c,t,t.0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{t,t.0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t.0} = 2.39$$

$$E_{c,eff} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{t,t.0}} = 10185 \cdot \text{MPa}$$

Height of the compressed zone

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.09$$

$$\alpha_{ec} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 19.64$$

Uncracked state

Short-term

$$X_I := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 90.6 \cdot \text{mm}$$

Long-term

$$X_{Ic} := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_{ec} - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_{ec} - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 92.02 \cdot \text{mm}$$

Cracked state

Short-term

$$X_{II} := \frac{1}{b} \cdot \left[\left[A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1) \right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_{s1} \cdot d_1 \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot d_2 \cdot (\alpha_e - 1) \right] \right]^{0.5} - \left[A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1) \right]$$

$$X_{II} = 32.08 \cdot \text{mm}$$

Long-term

$$X_{IIc} := \frac{1}{b} \cdot \left[\left[A_{s1} \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[A_{s1} \cdot d_1 \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot d_2 \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right] \right]^{0.5} - \left[A_{s1} \cdot \alpha_{ec} + A_{s2} \cdot (\alpha_{ec} - 1) \right]$$

$$X_{IIc} = 50.54 \cdot \text{mm}$$

Moments of inertia

Uncracked state

Short-term

$$I_I := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left[A_{s1} \cdot (d_1 - X_I)^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_I)^2 \right]$$

$$I_I = 495.32 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Long-term

$$I_{Ic} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_{Ic} \right)^2 + (\alpha_{ec} - 1) \cdot \left[A_{s1} \cdot (d_1 - X_{Ic})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{Ic})^2 \right]$$

$$I_{Ic} = 519.53 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Cracked state

Short-term

$$I_{II} := \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II})^2$$

$$I_{II} = 59.91 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Long-term

$$I_{IIc} := \frac{b \cdot X_{IIc}^3}{3} + \alpha_{ec} \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{IIc})^2 + (\alpha_{ec} - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{IIc})^2$$

$$I_{IIc} = 146.48 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Stress limitation (7.2)

Quasi-permanent combination

$$\sigma_{c,\max} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \cdot \text{MPa}$$

$$z_{IIc} := d_1 - \frac{X_{IIc}}{3} = 0.11 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,QP} := 2 \cdot \frac{M_{Ed,QP}}{X_{IIc} \cdot b \cdot z_{IIc}} = 8.15 \cdot \text{MPa}$$

$\begin{aligned} &\text{"OK!" if } \sigma_{c,QP} \leq \sigma_{c,\max} = \text{"OK!"} \\ &\text{"ERROR!" otherwise} \end{aligned}$

$$\sigma_{c,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{c,QP} \leq \sigma_{c,\max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{\sigma,c} := \left| \frac{\sigma_{c,QP}}{\sigma_{c,\max}} \right|$$

Characteristic combination

$$\sigma_{s,\max} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \cdot \text{MPa}$$

$$z_{II} := d_1 - \frac{X_{II}}{3} = 0.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{s,CH} := \frac{M_{Ed,CH}}{A_{s1} \cdot z_{II}} = 340.19 \cdot \text{MPa}$$

$\begin{aligned} &\text{"OK!" if } \sigma_{s,CH} \leq \sigma_{s,\max} = \text{"OK!"} \\ &\text{"ERROR!" otherwise} \end{aligned}$

$$\sigma_{s,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{s,CH} \leq \sigma_{s,\max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{\sigma,s} := \left| \frac{\sigma_{s,CH}}{\sigma_{s,\max}} \right|$$

Minimum reinforcement area (7.3.2)

$$s_{pt} := \begin{cases} \frac{(b - 2 \cdot c_{nom} - \phi_1)}{n_1 - 1} & \text{if } r_{akenne} = 1 = 139 \cdot \text{mm} \\ s_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_{pt,max} := 5 \cdot \left(c_{nom} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 205 \cdot \text{mm}$$

"Rebar spacing OK!" if $s_{pt} < s_{pt,max}$ = "Rebar spacing OK!" "Rebar spacing ERROR!" otherwise
--

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$$

$$k_c := 0.4$$

$$k := 1.0 - 0.35 \cdot \frac{h - 300 \text{mm}}{500 \text{mm}} = 1.08$$

$$A_{ct} := b \cdot (h - X_I) = 89402.89 \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma_s := f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 224.56 \cdot \text{mm}^2$
--

$$A_{s1,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s1} \geq A_{s,min} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{A.s1} := \left| \frac{A_{s,min}}{A_{s1}} \right|$$

$$A_{s2,CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s2} \geq A_{s,min} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_{A.s2} := \left| \frac{A_{s,min}}{A_{s2}} \right|$$

Cracking (7.3.4)

$$M_{cr} := f_{ct,eff} \cdot \frac{I_I}{h - X_I} = 16.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Cracking moment

"Section will crack!" if $M_{Ed,CH} > M_{cr}$ = "Section will crack!" "Section won't crack!" otherwise

$$k_t := 0.4$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d_1), \frac{(h - X_{II})}{3}, \frac{h}{2} \right] = 49.306542 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 49306.541933 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0.02$$

$$\sigma_{s,QP} := \frac{M_{Ed,QP}}{A_{s1} \cdot z_{II}} = 240.07 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{sm...cm} := \frac{\sigma_{s,QP} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.08 \cdot \%$$

$$\epsilon_{sm...cm,min} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,QP}}{E_s} = 0.072 \cdot \%$$

$$\epsilon_{sm...cm,tot} := \max(\epsilon_{sm...cm}, \epsilon_{sm...cm,min}) = 0.081 \cdot \%$$

$$c_{\text{eff}} := c_{nom} + \phi_{sw} = 43 \cdot \text{mm}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_1}{\rho_{p,eff}} = 269.82 \cdot \text{mm}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{sm...cm,tot} = 0.22 \cdot \text{mm}$$

Crack width

$$w_{CHECK} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } w_k \leq w_{k,max} \\ \text{"ERROR!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$UR_w := \left| \frac{w_k}{w_{k,max}} \right|$$

Deflection (7.3.4)

$$\beta := 0.5$$

$$\zeta := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,CH}} \right)^2 = 0.88$$

$$S_I := A_{s1} \cdot (d_1 - X_I) - A_{s2} \cdot (X_I - d_2) = 21112.51 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_{II} := A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II}) - A_{s2} \cdot (X_{II} - d_2) = 85269.85 \cdot \text{mm}^3$$

Curvature from shrinkage

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.35625$$

$$\alpha_{ds,1} := \begin{cases} 3 & \text{if sementti} = 1 \\ 4 & \text{if sementti} = 2 \\ 6 & \text{if sementti} = 3 \end{cases} = 4$$

$$\alpha_{ds,2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if sementti} = 1 \\ 0.12 & \text{if sementti} = 2 \\ 0.11 & \text{if sementti} = 3 \end{cases} = 0.12$$

$$f_{cm,0} := 10 \text{ MPa}$$

Kuivumiskutistuman perusyhtälö:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.048 \cdot \%$$

$$k_h := e \cdot 10^{-12} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^4 - 6 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3 + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^2 - 0.0031 \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 1.2568 = 0.861$$

$$\epsilon_{cd,inf} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.041524 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cd} := \epsilon_{cd,inf} = 0.042 \cdot \%$$

$$\beta_{as,t} := 1 - e^{\left(-0.2 \cdot t^{0.5} \right)} = 1$$

$$\epsilon_{ca,inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.005 \cdot \%$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as,t} \cdot \epsilon_{ca,inf} = 0.005 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.047 \cdot \%$$

$$r_{cs,I} := \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_I}{I_I} = 120.78 \times 10^{-9} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$r_{cs,II} := \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{II}}{I_{II}} = 4.03 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$r_{cs} := \zeta \cdot r_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot r_{cs,I} = 3.58 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Curvature from bending moment

$$r_{M,I} := \frac{M_{Ed,QP}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = 4.66 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Curvature from bending moment
(1/r), M, state I

$$r_{M,II} := \frac{M_{Ed,QP}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = 38.51 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Curvature from bending moment
(1/r), M, state II

$$r_M := \zeta \cdot r_{M,II} + (1 - \zeta) \cdot r_{M,I} = 34.58 \times 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

Total curvature from bending moment

Total curvature & bending stiffness

$$r_m := r_M + r_{cs} = 0.03816 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Total curvature

$$EI := \frac{M_{Ed,QP}}{r_m} = 615.81 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for quasi-permanent
combination

Relation of QP-stiffness to uncracked short-term stiffness

$$\frac{EI}{E_{cm} \cdot I_I} = 3.8\%$$

Relation of QP-stiffness to uncracked long-term stiffness (creep involved)

$$\frac{EI}{E_{c,eff} \cdot I_{Ic}} = 11.6\%$$

Relation of QP-stiffness to cracked short-term stiffness

$$\frac{EI}{E_{cm} \cdot I_{II}} = 31.3\%$$

Relation of QP-stiffness to cracked long-term stiffness (creep involved)

$$\frac{EI}{E_{c,eff} \cdot I_{IIc}} = 41.3\%$$

RESULTS

Stress limitation

$$\sigma_{c.QP} = 8.1 \cdot \text{MPa}$$

Quasi-permanent concrete stress

$$\sigma_{c.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{\sigma.c} = 60.3 \cdot \%$$

Utilization ratio for concrete stress

$$\sigma_{s.CH} = 340.2 \cdot \text{MPa}$$

Characteristic steel stress

$$\sigma_{s.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{\sigma.s} = 85 \cdot \%$$

Utilization ratio for steel stress

Minimum reinforcement for cracking

$$A_{s.min} = 224.6 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum amount of reinforcement

$$A_{s1.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A.s1} = 27.6 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

$$A_{s2.CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A.s2} = 79.4 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

Cracking

$$w_k = 0.22 \cdot \text{mm}$$

Maximum crack width

$$w_{CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_w = 73.2 \cdot \%$$

Utilization ratio for crack width

Deflection

$$EI = 616 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for deflection calculations

Structural calculations

ACCORDING TO *SFS-EN 1992-1-1*

Reinforced concrete section (SLS)

1. INITIAL DATA
2. CALCULATIONS
3. RESULTS

Pay attention to calculations and the basis for them when using this tool. Use at your own risk!

Framed regions are variables set by user

Intermediate result

Final result

INITIAL DATA

Design code

$c_{\text{nom}} := 35\text{mm}$

Nominal concrete cover

$$w_{k.\max} := 0.3\text{mm}$$

Maximum allowed crack width
(quasi-permanent combination)

Loads and diagrams

$$M_{Ed.CH} := 16.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Bending moment (characteristic combination)

$M_{Ed.QP} := 11.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Bending moment (quasi-permanent combination)

Partial safety factors

$$\boxed{\gamma_c := 1.5}$$

Partial factor for concrete

$$\boxed{\gamma_s := 1.15}$$

Partial factor for reinforcing steel

Material properties

CONCRETE

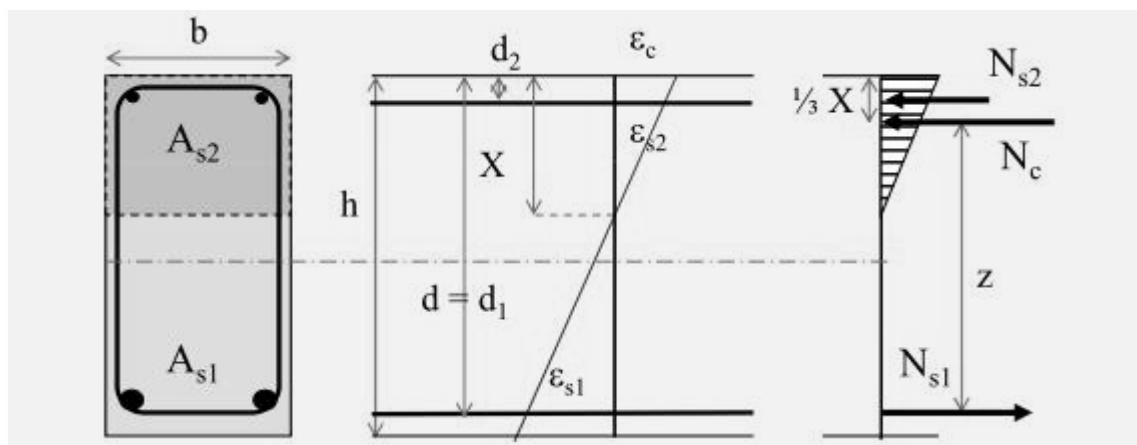
STEEL

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

A400HW
A500HW
A600HW

Cross section properties

SERVICEABILITY LIMIT STATE



Beam
Slab

$b := 1000\text{mm}$

$h := 180\text{mm}$

$RH := 50$

$T_{\text{air}} := 20$

$t := 18250$

$t_0 := 28$

Type S
Type N
Type R

Type of structure

Beam width

Beam height

Relative humidity

Temperature between 0...t, 0 [degrees Celsius]

Concrete age at the examined moment of time [days]

Concrete age at the beginning of loading

Type of cement

Reinforcement

$\phi_{\text{sw}} := 8\text{mm}$

Diameter of stirrups

$s_{\text{sw}} := 240\text{mm}$

Spacing of stirrups

In examined location

$\phi_1 := 12\text{mm}$

Diameter of bottom rebars

$n_1 := 0$

Number of bottom rebars

$\phi_2 := 12\text{mm}$

Diameter of top rebars

$n_2 := 0$

Number of top rebars

$s_1 := 205\text{mm}$

Spacing of bottom rebars (slabs)

$s_2 := 400\text{mm}$

Spacing of top rebars (slabs)

CALCULATIONS

RESULTS

Stress limitation

$\sigma_{\text{c.QP}} = 4.6 \cdot \text{MPa}$

Quasi-permanent concrete stress

$\sigma_{\text{c.CHECK}} = \text{"OK!"}$

$UR_{\sigma_{\text{c}}} = 33.9 \cdot \%$

Utilization ratio for concrete stress

$\sigma_{\text{s.CH}} = 245.5 \cdot \text{MPa}$

Characteristic steel stress

$\sigma_{\text{s.CHECK}} = \text{"OK!"}$

$UR_{\sigma_{\text{s}}} = 61.4 \cdot \%$

Utilization ratio for steel stress

Minimum reinforcement for cracking

$$A_{s,min} = 225.3 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum amount of reinforcement

$$A_{s1,CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A,s1} = 40.8 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

$$A_{s2,CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_{A,s2} = 79.7 \cdot \%$$

Utilization ratio for A,s1

Cracking

$$w_k = 0.17 \cdot \text{mm}$$

Maximum crack width

$$w_{CHECK} = \text{"OK!"}$$

$$UR_w = 58.2 \cdot \%$$

Utilization ratio for crack width

Deflection

$$EI = 673 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Bending stiffness for deflection calculations